

EFEITO DO VENTO EM EDIFÍCIOS ALTOS — APLICAÇÃO A UM CASO CONCRETO

NUNO ANDRÉ COSTA FERREIRA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Raimundo Moreno Delgado

Co-Orientador: Professor Doutor Rui Manuel Meneses Carneiro de
Barros

JULHO DE 2008

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2007/2008

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2007/2008 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Aos meus pais

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, Professor Doutor Raimundo Moreno Delgado, que com a sua infinita vocação docente me incentivou e apoiou durante todos os períodos desta jornada. Pelo seu grande sentido humano e pelo seu constante empenhamento, dedicação e disponibilidade na minha orientação manifesto a minha sincera gratidão.

Aos meus pais, Joaquim e Clementina, que pelo apoio e compreensão contribuíram mais uma vez para que eu pudesse completar esta etapa da minha vida. A força e confiança que sempre depositaram em mim foram indispensáveis para a realização deste trabalho. Muito Obrigado!

Aos meus irmãos, Miguel e Ricardo, porque o seu apoio é permanentemente e me aconselham sempre da melhor maneira, o meu muito obrigado.

À Catarina que sempre me apoia, encoraja e compreende, agradeço todos os momentos em que me faz sorrir. Nas alturas de maior desalento estive sempre presente transmitindo-me a tranquilidade necessária para que eu pudesse concluir o meu objectivo.

A todos os meus amigos que pela convivência e simpatia foram facilitando o meu percurso.

Ao Engenheiro Miguel Azenha pelos ensinamentos e ajuda durante todo curso.

A todos aqueles que, de uma forma ou de outra, contribuíram para que conseguisse finalizar este trabalho.

RESUMO

Este trabalho aborda uma série de conceitos base no que concerne à acção do vento sobre edifícios altos, começando por ser estabelecidas algumas considerações fundamentais acerca da circulação do vento na camada limite atmosférica bem como acerca da sua interacção com as estruturas. É feita uma análise da metodologia proposta pelo Eurocódigo 1 para quantificação de tal acção sobre os edifícios, bem como é elaborada uma comparação da metodologia proposta por este com a metodologia ainda vigente na regulamentação portuguesa.

É escolhido um edifício concreto que é modelado computacionalmente com recurso a um programa comercial de cálculo estrutural e que servirá de caso de estudo. Para este mesmo edifício são aplicados os dois regulamentos considerados com vista à determinação de esforços e deslocamentos.

Sendo os edifícios altos um género de estruturas capazes de ser excitadas dinamicamente perante a acção do vento, adopta-se uma metodologia simplificada para quantificação desta acção dinâmica na direcção do escoamento com vista ao estudo de sistemas de controlo de vibrações.

São descritas algumas técnicas de controlo de vibrações dando-se especial destaque aos amortecedores de massas sintonizadas que serão implementados no caso de estudo. É obtida a resposta ao longo do tempo em termos de deslocamentos e acelerações para o caso de estudo considerado e é feita uma comparação da resposta do edifício sob a acção dinâmica do vento com e sem sistema de controlo de vibrações.

PALAVRAS-CHAVE: Vento, Edifícios Altos, Eurocódigo 1, Dinâmica, Controlo de Vibrações.

ABSTRACT

This work addresses a number of basic concepts regarding the wind effects on tall buildings. Some key considerations are established about the wind movement in the atmospheric boundary layer as well as the wind interaction with structures. An analysis of the methodology proposed by Eurocode 1 is made for quantification of such action on buildings, and a comparison between the methodology proposed by this and the methodology still in force in Portuguese legislation is drafted.

Using commercial software for structural calculation a specific case of study is modeled and the two different regulations are applied with the intention of comparing efforts and displacements.

As tall buildings are kinds of structure capable of being dynamically excited under the wind loads, a simplified method for quantifying the dynamic action on these structures is adopted with the purpose of studying techniques for vibration control of along-wind response. Using commercial software for structural calculation, the response in terms of displacements and accelerations for the considered case of study are obtained.

Some techniques for vibration control are described with special emphasis for the tuned mass dampers. For the same case study, there is a comparison between the building's response under the dynamic action of the wind with and without a tuned mass damper.

KEYWORDS: Wind, Tall Buildings, Eurocode 1, Dynamics, Vibration Control.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. O VENTO E OS EDIFÍCIOS ALTOS	1
1.2. MOTIVAÇÃO PARA O TRABALHO	2
1.3. OBJECTIVOS E DESCRIÇÃO SUMÁRIA DO TRABALHO	3

2. O VENTO NA CAMADA LIMITE ATMOSFÉRICA - CONCEITOS FUNDAMENTAIS	5
2.1. CIRCULAÇÃO DO AR NA ATMOSFERA	5
2.2. ESCALAS DOS MOVIMENTOS ATMOSFÉRICOS	8
2.3. PERFIS DE VELOCIDADE MÉDIA DO VENTO	9
2.3.1. A LEI LOGARÍTMICA	9
2.3.2. A LEI DA POTÊNCIA	10
2.4. TIPOS DE ESCOAMENTO	11
2.4.1. ESCOAMENTOS LAMINARES	11
2.4.2. ESCOAMENTOS TURBULENTOS	11
2.4.3. NÚMERO DE REYNOLDS	11
2.5. TURBULÊNCIA DO VENTO	12
2.5.1. INTENSIDADE DE TURBULÊNCIA	13
2.5.2. FUNÇÃO DENSIDADE PROBABILIDADE	14
2.5.3. ESPECTROS DE POTÊNCIA DAS RAJADAS DE VENTO	14
2.5.3.1. Espectro de potência de von Karman-Harris	14
2.5.3.2. Espectro de potência de Davenport	14
2.5.3.3. Espectro de potência de Kaimal	15
2.6. CORRELAÇÃO	16
2.7. INFLUÊNCIA DA RUGOSIDADE NO ESCOAMENTO DO VENTO	17
2.8. INFLUÊNCIA DA TOPOGRAFIA NO ESCOAMENTO DO VENTO	18

3. A INTERACÇÃO DO VENTO COM AS ESTRUTURAS	19
3.1. PRESSÃO DINÂMICA DO VENTO E FACTORES DE FORMA	19
3.1.1. TEOREMA DE BERNOULLI	19
3.1.2. FACTORES DE FORMA	20
3.1.2.1. Coeficientes de pressão	20
3.1.2.2. Coeficientes de força	21
3.2. OBSTÁCULOS AO ESCOAMENTO	22
3.2.1. ESCOAMENTO EM TORNO DE CILINDROS	22
3.2.2. ESCOAMENTO EM TORNO DE EDIFÍCIOS ALTOS	24
3.3. RESPOSTA DOS EDIFÍCIOS ALTOS À ACÇÃO DO VENTO	27
3.3.1. RESPOSTA LONGITUDINAL	28
3.3.2. RESPOSTA TRANSVERSAL	29
3.3.3. AMORTECIMENTO	30
3.3.3.1. Amortecimento estrutural	31
3.3.3.2. Amortecimento aerodinâmico	31
3.3.4. AEROELASTICIDADE	32
3.3.4.1. “Lock-in”	32
3.3.4.2. Galope (“Galloping”)	32
3.3.4.3. “Flutter”	33
3.3.4.4. Divergência	33
3.3.4.5. “Buffeting”	33
3.5. ANÁLISE NO DOMÍNIO DA FREQUÊNCIA	33
3.5.1. BASES DA RESPOSTA DINÂMICA	33
3.5.2. RESPOSTA DE UM SISTEMA DE 1 GRAU DE LIBERDADE NA DIRECÇÃO DA ACÇÃO DINÂMICA DO VENTO	35
3.5.3. FACTOR DE PICO DE RESPOSTA	39
 4. ANÁLISE COMPARATIVA DA REGULAMENTAÇÃO UTILIZADA	 41
4.1. INTRODUÇÃO	41
4.2. REGULAMENTO DE SEGURANÇA E ACÇÕES PARA ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS E PONTES	41
4.2.1. ZONAMENTO DO TERRITÓRIO	41
4.2.2. RUGOSIDADE AERODINÂMICA DO SOLO	41
4.2.3. QUANTIFICAÇÃO DA ACÇÃO DO VENTO	42

4.2.3.1. Velocidade média do vento	42
4.2.3.2. Influência da zona na velocidade do vento	43
4.2.3.3. Altura acima do solo a considerar no caso de terrenos inclinados.....	43
4.2.4. DETERMINAÇÃO DOS EFEITOS DA ACÇÃO DO VENTO	43
4.2.4.1. Pressão dinâmica do vento	44
4.2.4.2. Coeficientes de Forma	45
4.3. EUROCÓDIGO 1: ACÇÕES EM ESTRUTURAS – PARTE 1-4: ACÇÕES GERAIS – ACÇÃO DO VENTO	46
4.3.1. CLASSIFICAÇÃO DO TERRENO POR CATEGORIAS	47
4.3.2. VALORES DE BASE	47
4.3.3. VELOCIDADE MÉDIA DO VENTO	48
4.3.4. TURBULÊNCIA DO VENTO	49
4.3.5. PRESSÃO DINÂMICA PARA A VELOCIDADE DE PICO.....	50
4.3.6. ACÇÃO DO VENTO	51
4.3.6.1. Pressão do vento em superfícies.....	51
4.3.6.2. Força do vento	52
4.3.7. FACTOR ESTRUTURAL	53
4.4. ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE O R.S.A. E O EC1	57
 5. MODELAÇÃO NUMÉRICA	 73
5.1. INTRODUÇÃO	73
5.2. DESCRIÇÃO ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO	73
5.3. MODELAÇÃO DE UM PÓRTICO EQUIVALENTE AO WTC.....	76
5.4. MODELAÇÃO DA ACÇÃO DINÂMICA DO VENTO.....	80
5.4.1. SÉRIES SINTÉTICAS DE VENTO	80
5.4.2. ACÇÃO DINÂMICA DO VENTO	84
 6. SISTEMAS DE CONTROLO DE VIBRAÇÕES	 87
6.1. INTRODUÇÃO	87
6.2. ALGUMAS TÉCNICAS DE CONTROLO DE VIBRAÇÕES.....	87
6.3. AMORTECEDORES DE MASSAS SINTONIZADAS	93
6.3.1. PRINCÍPIO DE FUNCIONAMENTO	93
6.3.2. APLICAÇÃO DE UM TMD A ESTRUTURAS SEM AMORTECIMENTO.....	95

6.3.3. APLICAÇÃO DE UM TMD A ESTRUTURAS COM AMORTECIMENTO	98
6.3.4. SISTEMAS DE UM GRAU DE LIBERDADE EQUIVALENTE	101
6.3.5. DIMENSIONAMENTO E SIMULAÇÃO COMPUTACIONAL DOS TMD'S PARA O CASO DE ESTUDO.....	102

7. ANÁLISE DOS RESULTADOS

105

7.1. INTRODUÇÃO	105
------------------------------	------------

7.2. APLICAÇÃO DOS REGULAMENTOS.....	105
---	------------

7.3. RESPOSTA DINÂMICA DO WTC.....	112
---	------------

7.3.1. ESTRUTURA ORIGINAL SOB ACÇÃO DINÂMICA DO VENTO	112
---	-----

7.3.2. ESTRUTURA COM TMD SOB SOLICITAÇÃO HARMÓNICA	114
--	-----

7.3.3. ESTRUTURA COM TMD SOB SOLICITAÇÃO DINÂMICA DO VENTO	115
--	-----

7.3.3.1. TMD com $\mu = 0,01$	116
-------------------------------------	-----

7.3.3.2. TMD com $\mu = 0,005$	119
--------------------------------------	-----

7.4. ANÁLISE COMPARATIVA E CONSIDERAÇÕES FINAIS	121
--	------------

8. CONCLUSÕES

123

8.1. CONCLUSÕES ACERCA DO TRABALHO ELABORADO	123
---	------------

8.2. CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS	125
---	------------

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Esquema do perfil de velocidade média do vento para diferentes tipos de rugosidade do solo.	6
Figura 2.2 – Força aparente de Coriolis devido ao movimento de rotação da terra.....	7
Figura 2.3 – Espiral da velocidade do vento na camada limite atmosférica.....	8
Figura 2.4 – Espectro da velocidade do vento perto do solo para uma ampla gama de frequências ...	9
Figura 2.5 – Exemplo de um registo da velocidade do vento em função do tempo.	12
Figura 2.6 – Representação do espectro de potência proposto por von Karman-Harris.	15
Figura 2.7 – Função de densidade espectral das flutuações longitudinais de velocidade.	16
Figura 2.8 – Efeito da rugosidade na camada limite atmosférica, na velocidade média e intensidade de turbulência do vento.	17
Figura 2.9 – Esquema do escoamento do vento junto de algumas mudanças topográficas do terreno	18
Figura 3.1 – Escoamento sob pressão em regime permanente	20
Figura 3.2 – Coeficientes de pressão interior e exterior numa superfície de fachada	21
Figura 3.3 – Esquema representativo dos eixos do vento, dos eixos do corpo e do ângulo de ataque	21
Figura 3.4 – Escoamentos em torno de cilindros	22
Figura 3.5 – Escoamentos em torno de cilindros	23
Figura 3.6 – Escoamentos em torno de cilindros	23
Figura 3.7 – Influência do número de Reynolds e da força da estrutura no coeficiente de arrasto numa zona de baixa rugosidade	24
Figura 3.8 – Escoamento do vento em volta de um edifício alto.	25
Figura 3.9 – Coeficiente de pressão médios, máximos e mínimos para a face de barlavento de um edifício com secção quadrangular – altura/largura=2,1.	25
Figura 3.10 – Coeficiente de pressão médios, máximos e mínimos para a face lateral de um edifício com secção quadrangular – altura/largura=2,1.	26
Figura 3.11 – Coeficiente de pressão médios, máximos e mínimos para a face de sotavento de um edifício com secção quadrangular – altura/largura=2,1.	26
Figura 3.12 – Acção do vento, onde F_y representa a direcção transversal da resposta e F_x a componente longitudinal	27
Figura 3.13 – a) trajectória do topo de um edifício cujas respostas longitudinais e transversais se equivalem; b) trajectória do topo de um edifício cuja trajectória transversal é dominante.	28
Figura 3.14 – Número de Strouhal para diferentes formas de secções transversais	30
Figura 3.15 – Velocidade relativa entre um corpo prismático e o escoamento do vento	31

Figura 3.16 – Espectro de resposta para uma estrutura com componentes de ressonância importantes	34
Figura 3.17 – Aproximação espectral (domínio da frequência) para determinação da resposta dinâmica de uma estrutura à acção do vento.	35
Figura 3.18 – Esquema de um sistema de um grau de liberdade sujeito a uma solicitação dinâmica	36
Figura 3.19 – Função de admitância aerodinâmica – medições à escala e expressão matemática aproximada	37
Figura 4.2 – Altura acima do solo a considerar no caso de terrenos inclinados de acordo com o R.S.A.	43
Figura 4.3 – Valores característicos da pressão dinâmica, w_k (kN/m ²) para a zona A em função da altura	45
Figura 4.4 – Valores dos coeficientes de pressão exterior para fachadas de edifícios	46
Figura 4.5 – Valores de equilíbrio para o factor de turbulência	50
Figura 4.6 – Perfis de intensidade de turbulência de acordo com o EC1.	50
Figura 4.7 – Altura de referência e correspondente perfil de pressões na face de barlavento	52
Figura 4.8 – Valores do factor estrutural para edifícios de betão armado de secção rectangular e com paredes exteriores verticais, com distribuição regular de rigidez e de massa	54
Figura 4.9 – Espectro de potência do vento fornecido pelo EC1.	56
Figura 4.10 – Esquema representativo do edifício considerado.	57
Figura 4.11 – Perfis de velocidades médias para os dois regulamentos e para diferentes tipos de rugosidade.	58
Figura 4.12 – Força total de corte na base do edifício tipo de acordo com o R.S.A.	59
Figura 4.13 – Momento flector total na base do edifício tipo de acordo com o R.S.A.	59
Figura 4.14 – Valores do factor estrutural, $C_s C_d$, obtidos de acordo com o procedimento 1 para as diferentes categorias de terreno.	60
Figura 4.15 – Valores do factor estrutural, $C_s C_d$, obtidos de acordo com o procedimento 2 para as diferentes categorias de terreno.	60
Figura 4.16 – Razão entre os valores do factor estrutural obtidos pelo procedimento 1 e pelo procedimento 2.	61
Figura 4.17 – Variação da componente de fundo com a altura do edifício (procedimento 1)	62
Figura 4.18 – Variação da componente ressonante com a altura do edifício (procedimento 1)	62
Figura 4.19 – Variação da componente de fundo com a altura do edifício (procedimento 2)	63
Figura 4.20 – Variação da componente ressonante com a altura do edifício (procedimento 2).	63
Figura 4.21 – Influência da variação da frequência nos valores do factor estrutural para terreno da categoria 0.	64
Figura 4.22 – Influência da variação da frequência nos valores do factor estrutural para terreno da categoria I.	64

Figura 4.23 – Influência da variação da frequência nos valores do factor estrutural para terreno da categoria II.	65
Figura 4.24 – Influência da variação da frequência nos valores do factor estrutural para terreno da categoria III.	65
Figura 4.25 – Influência da variação da frequência nos valores do factor estrutural para terreno da categoria IV.	65
Figura 4.26 – Razão entre o valor do factor estrutural calculado pelo procedimento 1 e pelo procedimento 2 para diferentes valores da frequência e para terreno da categoria 0.	66
Figura 4.27 – Razão entre o valor do factor estrutural calculado pelo procedimento 1 e pelo procedimento 2 para diferentes valores da frequência e para terreno da categoria I.	66
Figura 4.28 – Razão entre o valor do factor estrutural calculado pelo procedimento 1 e pelo procedimento 2 para diferentes valores da frequência e para terreno da categoria II.	67
Figura 4.29 – Razão entre o valor do factor estrutural calculado pelo procedimento 1 e pelo procedimento 2 para diferentes valores da frequência e para terreno da categoria III.	67
Figura 4.30 – Razão entre o valor do factor estrutural calculado pelo procedimento 1 e pelo procedimento 2 para diferentes valores da frequência e para terreno da categoria IV.	67
Figura 4.31 – Força de corte na base em função da altura e da categoria do solo para valores do factor estrutural calculados pelo procedimento 1.	68
Figura 4.32 – Momento flector em função da altura e da categoria do solo para valores do factor estrutural calculados pelo procedimento 1.	69
Figura 4.33 – Força de corte na base em função da altura e da categoria do solo para valores do factor estrutural calculados pelo procedimento 2.	69
Figura 4.34 – Momento flector em função da altura e da categoria do solo para valores do factor estrutural calculados pelo procedimento 2.	70
Figura 4.35 – Força de corte na base em função da altura e da categoria do solo para valores do factor estrutural calculados pelo procedimento 1 com coeficiente de pressão exterior na face de sotavento igual a -0,3.	71
Figura 4.36 – Momento flector em função da altura e da categoria do solo para valores do factor estrutural calculados pelo procedimento 1 com coeficiente de pressão exterior na face de sotavento igual a -0,3.	71
Figura 5.1 – Planta estrutural da torre 1 do WTC	74
Figura 5.2 – Perspectiva dos pilares da fachada e da treliça metálica de suporte a laje	75
Figura 5.3 – Detalhe da ligação entre o piso e o pilar da fachada.	76
Figura 5.4 – Esquema do pórtico equivalente ao WTC	77
Figura 5.5 – Primeiros dois modos de vibração do pórtico modelado.	79
Figura 5.6 – $S_v(n)$ em função de f_l	81
Figura 5.7 – Flutuações da velocidade longitudinal do vento discretizando o espectro em 50 intervalos	82

Figura 5.8 – Flutuações da velocidade longitudinal do vento discretizando o espectro em 100 intervalos	82
Figura 5.9 – Flutuações da velocidade longitudinal do vento discretizando o espectro em 500 intervalos	82
Figura 5.10 – Flutuações da velocidade longitudinal do vento discretizando o espectro em 1000 intervalos	83
Figura 5.11 – Flutuações da velocidade longitudinal do vento discretizando o espectro em 5000 intervalos	83
Figura 5.12 – Série gerada para uma altura de 250m, com velocidade base de 30 m/s e para um terreno da categoria IV, a partir do espectro de potência do vento dado pelo EC1.	86
Figura 5.13 – Série gerada para uma altura de 250m, com velocidade base de 30 m/s e para um terreno da categoria IV, a partir do espectro de potência do vento dado pelo EC1 previamente multiplicado por $\chi^2(n)$	86
Figura 6.1 – Amortecedor visco-elástico comum.	88
Figura 6.2 – Ciclo histerético para um material visco elástico	88
Figura 6.3 – Localização dos amortecedores visco-elásticos no CCB.	89
Figura 6.4 – Detalhe de um amortecedor histerético metálico.	90
Figura 6.5 – Aplicação de amortecedores histeréticos metálicos numa escola em Potenza, Itália	90
Figura 6.6 – Detalhe de um amortecedor fluido viscoso.	91
Figura 6.7 – Aplicação de um amortecedor fluido viscoso num pórtico metálico.	91
Figura 6.8 – Esquema da constituição de um amortecedor friccional.	91
Figura 6.9 – Amortecedor friccional na ligação numa ligação metálica.	91
Figura 6.10 – Esquema de funcionamento de um TSD.	92
Figura 6.11 – Esquema de um TLCD.	92
Figura 6.12 – Esquema de um edifício dotado de um sistema de isolamento de base.	93
Figura 6.13 – Representação esquemática de um TMD.	94
Figura 6.14 – Taipei 101, Taiwan.	94
Figura 6.15 – TMD aplicado no Taipei 101.	94
Figura 6.16 – Esquema teórico de funcionamento de um TMD para uma estrutura sem amortecimento.	95
Figura 6.17 – Amplitude do movimento da massa principal tomando $\mu = 0,25$, $q = 0,95$, e adoptando diferentes valores para o coeficiente de amortecimento do TMD.	96
Figura 6.18 – Amplitude do movimento da massa principal tomando $\mu = 0,25$, $q = 0,8$, e adoptando diferentes valores para o coeficiente de amortecimento do TMD.	97
Figura 6.19 – Amplitude do movimento da massa principal tomando $\mu = 0,05$, $\xi_2 = 0,1273$, e adoptando diferentes valores de q	98

Figura 6.20 – Esquema teórico de funcionamento de um TMD para uma estrutura com amortecimento.	98
Figura 6.21 – Amplitude do movimento da massa principal tomando $\xi_1 = 0,10$, $\mu = 0,25$, $q = 0,8$, e adoptando diferentes valores para o coeficiente de amortecimento do TMD.	99
Figura 6.22 – Ábacos para dimensionamento de TMD ($\xi_1 \neq 0$).	100
Figura 6.23 – Curvas de amplificação máxima fazendo variar q e ξ_2	101
Figura 6.24 – Amplitude esperada do movimento da massa principal da estrutura original, e da estrutura acoplada de cada um dos TMD's dimensionados em função da razão de frequências.....	103
Figura 6.25 – Esquema da simulação do TMD no edifício	104
Figura 7.1 – Força de corte total ao nível de cada piso do WTC determinada por aplicação do R.S.A e do EC1.	109
Figura 7.2 – Momento flector total ao nível de cada piso do WTC determinado por aplicação do R.S.A e do EC1.	109
Figura 7.3 – Deslocamentos ao nível de cada piso obtidos por aplicação das cargas regulamentares no modelo estrutural considerado.	110
Figura 7.4 – Sensibilidade humana a vibrações de acordo coma variação da frequência e picos de aceleração.	111
Figura 7.5 – Registos dos deslocamentos e acelerações para o topo do WTC sujeito a uma carga dinâmica provocada por flutuações de velocidade do vento dadas pela série 1.	112
Figura 7.6 – Registos dos deslocamentos e acelerações para o topo do WTC sujeito a uma carga dinâmica provocada por flutuações de velocidade do vento dadas pela série 3.	114
Figura 7.7 – Registos do deslocamento para o topo do WTC quando sujeito a uma solicitação harmónica em ressonância com a sua frequência fundamental, com e sem a implementação dos TMD's	114
Figura 7.8 – Registos da aceleração para o topo do WTC quando sujeito a uma solicitação harmónica em ressonância com a sua frequência fundamental, com e sem a implementação dos TMD's	115
Figura 7.9 – Registos dos deslocamentos e acelerações para o topo do WTC com e sem TMD de $\mu = 0,01$, quando sujeito a uma carga dinâmica provocada por flutuações de velocidade do vento dadas pela série 1	116
Figura 7.10 – Registos dos deslocamentos e acelerações para o topo do WTC com e sem TMD de $\mu = 0,01$, quando sujeito a uma carga dinâmica provocada por flutuações de velocidade do vento dadas pela série 3	117
Figura 7.11 – Registos dos deslocamentos e acelerações para o topo do WTC com e sem TMD de $\mu = 0,005$, quando sujeito a uma carga dinâmica provocada por flutuações de velocidade do vento dadas pela série 1.	119
Figura 7.12 – Registos dos deslocamentos e acelerações para o topo do WTC com e sem TMD de $\mu = 0,005$, quando sujeito a uma carga dinâmica provocada por flutuações de velocidade do vento dadas pela série 3.	120

Índice de Quadros

Quadro 2.1 – Valores de intensidade de turbulência para uma área regularmente preenchida por edifícios ($z_0=0.3\text{m}$).	4
Quadro 4.1 – Zonamento do Território	41
Quadro 4.2 – Distinção entre os dois tipos de rugosidade do terreno considerados pelo R.S.A.	42
Quadro 4.3 – Valores característicos da velocidade média do vento.	43
Quadro 4.4 – Classificação do terreno por categorias de acordo com o EC1.	47
Quadro 4.5 – Valores da altura de rugosidade e altura mínima de acordo com o EC1.	49
Quadro 4.6 – Coeficientes de pressão exterior para paredes verticais de edifícios rectangulares em planta.	51
Quadro 4.7 – Parâmetros de cálculo do factor estrutural de acordo com os dois procedimentos do EC1.	55
Quadro 5.1 – Dados relativos à estrutura do WTC.	77
Quadro 5.2 – Dados relativos ao pórtico modelado.	78
Quadro 5.3 – Frequências e períodos dos primeiros seis modos de vibração da estrutura modelada	78
Quadro 6.1 – Parâmetros óptimos para TMD's com razão de massa de 1% e 0,5 % a implementar no WTC.	102
Quadro 6.2 – Frequências dos primeiros seis modos de vibração da estrutura com TMD'S	104
Quadro 7.1 – Valores dos parâmetros para o cálculo do factor estrutural de acordo com o procedimento 1 e 2.	106
Quadro 7.2 – Forças devidas ao vento actuates em cada piso do WTC por aplicação dos regulamentos.	106
Quadro 7.3 – Valores do factor estrutural.	108
Quadro 7.4 – Estimativa da aceleração para o topo do WTC de acordo com o Eurocódigo.	111
Quadro 7.5 – Resumo dos deslocamentos e acelerações máximas obtidas para o topo do WTC e para cada série.	113
Quadro 7.6 – Resumo dos deslocamentos e acelerações máximas obtidas para o topo do WTC quando sujeito a uma carga harmónica em ressonância com a sua frequência fundamental.	115
Quadro 7.7 – Resumo dos deslocamentos e acelerações máximas obtidas para o topo do WTC com TMD de $\mu = 0,01$ e para cada série.	117
Quadro 7.8 – Resumo da eficiência do TMD de $\mu = 0,01$	118
Quadro 7.9 – Resumo dos deslocamentos e acelerações máximas obtidas para o topo do WTC com TMD de $\mu = 0,005$ e para cada série.	120
Quadro 7.10 – Resumo da eficiência do TMD de $\mu = 0,005$	121
Quadro 7.10 – Comparação da eficiência dos TMD's	122

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

CAPÍTULO 2

ρ_a - densidade específica do ar

ρ – coeficiente de correlação

τ_0 - força de fricção por unidade de área exercida pela superfície da terra sobre o escoamento

σ_u - desvio padrão da turbulência da velocidade longitudinal do vento

f_0 - parâmetro de Monin

$f_u(u)$ - função densidade probabilidade da velocidade longitudinal do vento

I_u - intensidade de turbulência longitudinal do vento

l_u - comprimento de turbulência

n - frequência

Re - número de Reynolds

$S_u(n)$ - função densidade espectral das flutuações da velocidade longitudinal do vento

u_* - velocidade de fricção

\bar{U} - velocidade média do vento

$u'(t)$ - velocidade flutuante do vento

z_0 - comprimento de rugosidade

z_{ref} - altura de referência

CAPÍTULO 3

ρ - densidade do ar

σ_X^2 - variância da resposta

σ_u - desvio padrão da turbulência da velocidade longitudinal do vento

ξ - coeficiente de amortecimento

λ - dimensão característica dos turbilhões

$|H(n)|^2$ - função de admitância mecânica

$\chi^2(n)$ - função de admitância aerodinâmica

ν - frequência efectiva da resposta

A - área

B - componente de fundo da resposta

c - constante de amortecimento

C_p - coeficiente de pressão

C_{p_e} - coeficiente de pressão exterior

C_{p_i} - coeficiente de pressão interior

C_F - coeficiente de força

C_D - coeficiente de arrasto

C_L - coeficiente de sustentação

$D(t)$ - força de arrasto ao longo do tempo

\bar{D} - força de arrasto média

\bar{D}' - força de arrasto flutuante

F - resultante das forças

$F(t)$ - força dinâmica do vento

G - factor de fco da resposta

g - factor de pico

H - dimensão característica da estrutura

k - rigidez

n_s - frequência de formação dos vórtices

n - frequência

p - pressão dinâmica do vento

R - componente ressonante da resposta

$S_u(n)$ - função densidade espectral das flutuações da velocidade longitudinal do vento

$S_D(n)$ - função densidade espectral da força de arrasto do vento

$S_X(n)$ - função densidade espectral da resposta

S_t - número de Strouhal

T - intervalo de tempo

\bar{U} - velocidade média do vento

$u(t)$ - componente flutuante da velocidade longitudinal do vento

\bar{X} - deslocamento médio

CAPÍTULO 4

ρ - densidade do ar

σ_v - desvio padrão da velocidade do vento

$\sigma_{a,x}$ - desvio padrão da aceleração na direcção longitudinal ao vento

δ - decremento logarítmico total do amortecimento

δ_s - decremento logarítmico do amortecimento estrutural

δ_a - decremento logarítmico do amortecimento aerodinâmico
 ν - frequência efectiva
 μ_e - massa equivalente por unidade de área
 $\phi(z)$ - modo de vibração da estrutura
 ξ - coeficiente de amortecimento
 A - área
 A_{fr} - área de fricção
 A_{ref} - área de referência
 B^2 - componente de fundo da resposta
 c_e - factor de exposição
 $c_s c_d$ - factor estrutural
 c_{dir} - factor direccional
 c_{season} - factor referente à época do ano
 c_{prob} - factor probabilístico
 c_r - factor de rugosidade do terreno
 c_0 - factor orográfico
 C_{pe} - coeficiente de pressão exterior
 C_{pi} - coeficiente de pressão interior
 c_f - coeficiente de força
 c_{fr} - coeficiente de fricção
 d_f - coeficiente de força
 F_w - força resultante do vento
 f_l - frequência adimensional
 I_v - intensidade de turbulência do vento
 k_r - factor do terreno
 k_l - factor de turbulência
 K_p - factor de pico
 K_x, K_y, K_z - variáveis
 $K_s(n_{1,x})$ - factor de dimensão
 $L(z)$ - comprimento de turbulência
 L_t - comprimento de referência
 $m_{1,x}$ - massa modal
 $n_{1,x}$ - frequência de vibração do primeiro modo de vibração da estrutura

p - pressão estática do vento

q_p - pressão dinâmica do vento para a velocidade de pico

q_b - pressão para a velocidade base

R^2 – componente ressonante da resposta

$R_h(\eta_h), R_b(\eta_b)$ - funções de admitância aerodinâmica

S_L - função de densidade espectral adimensional

S_v – função de densidade espectral

v - velocidade do vento

$v_{b,0}$ - valor fundamental da velocidade base do vento

v_b - velocidade base do vento

v_m - velocidade média do vento

w_k - pressão dinâmica do vento

z_0 – altura de rugosidade

z - altura acima do solo

z_{min} - altura mínima

z_{max} - altura máxima

z_i, z_e - altura de referência interior e exterior

z_t - altura de referência

EC1 - EN 1991-1-4: Eurocode 1 : actions on structures, general actions. Part 1-4, Wind actions

R.S.A. - Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes

CAPÍTULO 5

$\chi^2(n)$ - função de admitância aerodinâmica

$|H(n)|^2$ - função de admitância mecânica

ϕ_k - ângulo de fase

Δw - intervalo de frequência

ρ - densidade do ar

A – área

c_f - coeficiente de forma

$F(t)$ - força do vento em cada instante

N - número de frequências de discretização do espectro

S_u - função de densidade espectral das flutuações de velocidade do vento

S_X - função densidade espectral da resposta

$U(t)$ - velocidade instantânea do vento

\bar{U} - velocidade média do vento

$u(t)$ - flutuações da velocidade longitudinal do vento

w_k - frequência angular

WTC - World Trade Center

CAPÍTULO 6

m_1 - massa da estrutura principal

k_1 - rigidez da estrutura principal

c_1 - amortecimento da estrutura principal

m_2 - massa do TMD

k_2 - rigidez do TMD

c_2 - amortecimento do TMD

r_1 - quociente entre a frequência de excitação e a frequência da estrutura principal

μ - razão entre a massa do TMD e a massa da estrutura

q - razão entre a frequência do TMD e a frequência da estrutura

ξ_2 - coeficiente de amortecimento do TMD

$X_{1,est}$ -deslocamento estático da estrutura principal

X_1 - deslocamento da estrutura principal

q_{opt} - razão ótima entre a frequência do TMD e a frequência da estrutura principal

$\xi_{2,opt}$ - razão ótima entre o coeficiente de amortecimento do TMD e da estrutura principal

CCB - Columbia Seafirst Center Building

TMD - amortecedor de massa sintonizada

TMD's - amortecedores de massas sintonizadas

TLD - amortecedores fluidos sintonizados

TSD -“tuned sloshing dampers”

TLCD - amortecedores de colunas líquidas sintonizadas

WTC - World Trade Center

INTRODUÇÃO

1.1. O VENTO E OS EDIFÍCIOS ALTOS

Na segunda metade da década de 20, Nova Iorque passou por um “Boom” sem precedentes na construção civil. Após 11 meses de construção, o edifício *Bank of Manhattan Building* com 282,5 metros foi galardoado como o edifício mais alto do mundo, mas poucas semanas depois o prédio da sede corporativa da Chrysler, com 319 metros de altura, tomou posse desse novo recorde. No entanto, como marco histórico pode citar-se também o *Empire State Building* (1931), que sobrepondo-se em cerca de 60 metros à marca registada pela sede da Chrysler deteve por mais de quarenta anos o título do edifício mais alto do mundo até à construção do *World Trade Center* (1973), em Nova Iorque, e da *Sears Tower* em Chicago.

Construído em 2004 no Taipei, com 509m, o *Taipei 101* foi considerado o edifício mais alto do mundo, no entanto, no Dubai, o *Burj Dubai*, em fase de construção, a 7 de Abril de 2008 contava já com 629 metros de altura e propondo-se a atingir os 818 metros [19].

A evolução dos tempos conduz a que, cada vez mais, a conjugação do avanço tecnológico na engenharia com a necessidade de encontrar uma solução para a explosão demográfica nas grandes cidades propiciem a construção de edifícios cada vez mais altos. O desenvolvimento da tecnologia dá azo ao aparecimento de novos materiais cada vez mais resistentes que possibilitam a construção de edifícios cada vez mais altos.

Com o aumento da altura, torna-se crucial atender à influência das acções horizontais na concepção do sistema estrutural. O sistema estrutural a escolher deve ser suficientemente resistente, capaz de suportar todas as acções impostas ao edifício, deve garantir um controlo estrito das deformações e, simultaneamente, manter uma componente económica.

Porém, os novos materiais e as evoluções nos modelos de cálculo levam à adopção de sistemas estruturais que conduzem a edifícios cada vez mais esbeltos e flexíveis, tornando-os portanto mais sensíveis às acções horizontais.

Das acções horizontais que actuam nas estruturas de edifícios altos, a acção do vento assume uma relevância fundamental em que as forças de arrasto e de vorticidade geradas e associadas a bandas estreitas de frequência podem conduzir a fenómenos dinâmicos importantes. Assim, amplitudes indesejáveis de oscilações podem ocorrer quando a estrutura tem associada a si uma frequência fundamental muito baixa, podendo daí advir não só problemas estruturais mas também problemas relativos ao nível de conforto dos ocupantes.

Trata-se de uma acção dinâmica que pode ter inerente uma interacção entre a estrutura e o fluido, implicando uma difícil quantificação da acção do vento sobre este tipo de estruturas e levando a que os regulamentos apresentem algumas simplificações, devidas ao facto de a modelação analítica das interacções fluido-estrutura ser matematicamente muito complexa e de muito difícil implementação.

Neste sentido, no projecto de edifícios altos, as estimativas das respostas dinâmicas são obtidas, nos casos de maior complexidade, com recurso a ensaios em túnel de vento com a construção de modelos à escala em detrimento dos processos analíticos, obtendo-se, deste modo, uma previsão mais apurada dos carregamentos e correspondentes comportamentos estruturais.

Um dos primeiros ensaios em túnel de vento aplicados à engenharia civil para construção de um edifício alto data de meados da década de 60, aquando do projecto do *World Trade Center* (1966). Desde então, o projecto de diversos edifícios altos tem vindo a ser feito com o seu auxílio, podendo citar-se, por exemplo, a *Sears Tower* (1974), o *Columbia Center* (1982), em Washington, ou as *Torres Petronas* (1998), em Kuala Lumpur [48] [39].

Com base nestes ensaios, alguns destes edifícios foram providos de sistemas para controlo de vibrações devidas à acção do vento. Pode citar-se, por exemplo, que no *World Trade Center* foram usados 10000 amortecedores visco elásticos [46] e no *Taipei 101* foi dimensionado para o topo do edifício um amortecedor de massas sintonizadas com cerca de 730 toneladas com vista assegurar a estabilidade estrutural e o conforto dos ocupantes perante a acção do vento [22].

1.2. MOTIVAÇÃO PARA O TRABALHO

A criação do novo Mestrado Integrado em Engenharia Civil (MIEC), englobado na uniformização do ensino a nível europeu através da implementação do novo processo de Bolonha, envolveu alterações na estrutura curricular tendo deixado de existir algumas disciplinas, como é o caso da disciplina de Edifícios Altos até então leccionada.

Pelo seu grau de exigência e complexidade, a compreensão, concepção e dimensionamento estrutural de um edifício alto é um dos desafios mais estimulantes para um projectista de estruturas. Neste sentido, e após um longo período de aprendizagem de princípios e bases da engenharia, pretendeu-se com este trabalho acentuar uma vertente mais direccionada para o projecto.

Visto os edifícios altos serem um tipo de estruturas para as quais a acção do vento é particularmente importante quer ao nível da resistência estrutural quer ao nível do conforto dos seus ocupantes, e com a proximidade da implementação do Eurocódigo 1 [13], foi proposto dar especial atenção ao estudo e compreensão desta acção. Procurou-se assim, para além de compreender os fenómenos a que os edifícios altos podem estar sujeitos perante a acção do vento, analisar e compreender a nova regulamentação que substituirá a actual regulamentação portuguesa para quantificação desta mesma acção.

Tendo em conta o âmbito do trabalho, atendendo à complexidade desta acção e face ao tempo disponível para elaboração do mesmo, foi proposto dar especial atenção à resposta dos edifícios altos na direcção longitudinal ao vento.

Face aos possíveis problemas de vibrações excessivas neste tipo de edifícios, este trabalho possibilitou, também, conhecer e entender alguns mecanismos de controlo de vibrações e aplicar um desses mecanismos no controlo de vibrações a um caso de estudo. Trata-se portanto de um trabalho abrangente que tenta focar alguns aspectos que durante o curso não puderam ser tão explorados.

1.3. OBJECTIVOS E DISCRIÇÃO SUMÁRIA DO TRABALHO

Tendo presente o que foi dito anteriormente, este trabalho teve, como um primeiro objectivo, a descrição e compreensão de conceitos fundamentais no que respeita à circulação do vento na camada limite atmosférica, bem como à interacção do vento com as estruturas, com particular atenção para os edifícios altos, especialmente no que se refere às metodologias para estimar a sua resposta dinâmica na direcção longitudinal à acção do vento.

É também objectivo do trabalho apresentar uma análise comparativa entre a actual regulamentação portuguesa para quantificação deste tipo de acção e a regulamentação que em breve se pretende contínua em toda a Europa, o Eurocódigo 1 – Parte 1-4.

Os regulamentos estudados são aplicados a um caso de estudo, o edifício World Trade Center, sendo analisadas e comparadas as respostas obtidas com os diversos procedimentos propostos. Tendo em vista a mitigação dos efeitos dinâmicos do vento, é considerado um sistema de controlo de vibrações, tendo sido avaliado o seu desempenho através de uma metodologia para quantificação da acção dinâmica do vento que se propõe.

Neste contexto, o presente trabalho é constituído por um conjunto de oito capítulos, limitando-se o primeiro destes a uma breve introdução e descrição dos objectivos do trabalho.

No segundo capítulo são abordados os conceitos fundamentais no que concerne à circulação do vento na camada limite atmosférica, apresentando-se algumas noções indispensáveis para quem começa o estudo numa área complexa como a engenharia do vento.

O terceiro capítulo aborda a interacção do vento com as estruturas, dando-se especial atenção ao escoamento em torno de edifícios altos. Apresentam-se considerações acerca do estado da arte para a determinação da resposta na direcção longitudinal ao vento e introduzem-se conceitos essenciais para melhor compreensão da metodologia proposta pelo Eurocódigo 1.

Tendo sido apresentados estes conceitos, no quarto capítulo é feita uma descrição das metodologias propostas pelo Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (R.S.A.) e pelo Eurocódigo 1, com especial atenção para a norma europeia, sendo elaborado um estudo paramétrico e comparados os dois regulamentos.

No capítulo cinco descreve-se o sistema estrutural do edifício alto escolhido para o caso de estudo e o modo como este foi modelado computacionalmente com recurso a um programa de cálculo comercial. É também aqui abordada a metodologia seguida para quantificação da acção dinâmica do vento com vista à obtenção da resposta dinâmica do edifício.

O sexto capítulo destina-se enumerar algumas técnicas para controlo de vibrações em estruturas sujeitas a acções dinâmicas, dando-se particular atenção ao sistema de controlo através de amortecedores de massas sintonizadas (TMD's), o qual será testado no caso de estudo considerado.

No capítulo sete é feita uma análise dos resultados obtidos em termos de deslocamentos e esforços por aplicação de cada um dos regulamentos ao caso de estudo. Por aplicação das cargas dinâmicas obtêm-se registos dos deslocamentos e das acelerações para o topo do edifício ao longo do tempo com e sem implementação do sistema de controlo, tirando-se as respectivas conclusões.

Finalmente, no capítulo oito são estabelecidas as conclusões acerca do trabalho elaborado assim como algumas considerações finais e sugestões para trabalhos futuros.

2

O VENTO NA CAMADA LIMITE ATMOSFÉRICA – CONCEITOS FUNDAMENTAIS

2.1. CIRCULAÇÃO DO AR NA ATMOSFERA

O vento pode ser caracterizado como sendo o movimento do ar relativamente à superfície terrestre, sendo este movimento conduzido principalmente por forças geradas pelas diferenças de pressão na atmosfera e pelo movimento de rotação da terra.

Nos mapas meteorológicos identificam-se zonas representativas de locais de alta e baixa pressão atmosférica, zonas que estão rodeadas por linhas chamadas de “*Isobáricas*”. As isobáricas unem os pontos de igual pressão atmosférica e, quando estas se encontram muito próximas, significa que a pressão se encontra a variar rapidamente ao longo de uma curta distância. Se entendermos gradiente de pressão como a variação da pressão ao longo de uma dada distância, então as isobáricas são ferramenta fundamental para a sua determinação. O gradiente de pressão é tanto maior quanto mais próximas as isobáricas se encontrarem e a sua análise e compreensão é fundamental para prever o clima e os ventos para a superfície da terra.

Podemos considerar o movimento do ar na superfície terrestre como sendo principalmente condicionado por três forças:

- Força gerada pelo gradiente de pressão;
- Força de fricção;
- Força de Coriolis.

A força devida ao gradiente de pressão surge devido às diferenças de pressão na atmosfera, e, no sentido físico, esta força existe na tentativa de mover o ar no sentido de eliminar estas variações de pressão na atmosfera. As forças geradas pelo gradiente de pressão fazem o ar mover-se de zonas de alta pressão para zonas de pressão mais baixa, pelo que, na ausência de qualquer outra força, o ar deveria mover-se directamente das zonas de maior pressão para as de menor pressão. Esta força também afecta a velocidade do movimento do ar, na medida em que quando o gradiente de pressão aumenta a velocidade do escoamento aumenta e, ao analisar um mapa meteorológico, os ventos mais fortes deverão ocorrer então nas zonas onde as isobáricas se encontram mais próximas umas das outras.

A força de fricção actua sobre o escoamento do vento e assume principal relevo perto da superfície terrestre, uma vez que a sua rugosidade exerce perante o movimento de ar na horizontal uma força de fricção e o seu efeito traduz-se no atraso do escoamento. O efeito desta força relativamente ao

movimento horizontal do ar varia com a altura, decrescendo este efeito quando a altura do escoamento aumenta. O fluxo de ar não é portanto constante junto da superfície terrestre onde existem variações da velocidade e da intensidade das rajadas de vento. As forças de fricção geradas pela superfície terrestre, quando sujeita a um escoamento de ar na sua zona de influência, tomam um papel fundamental no balanço total das forças e, à região influenciada por estas forças de fricção dá-se o nome de *camada limite atmosférica* ou “*atmospheric boundary layer*”. A Figura 2.1 pretende representar a influência da camada limite no perfil de velocidades do vento. A altura da camada limite, Z , varia conforme a rugosidade da zona de análise podendo estender-se até 1km de altura e, acima desta altura, o escoamento dá-se com o gradiente de velocidades de acordo com linhas de igual pressão, dando-se o nome de “*atmosfera livre*” à atmosfera acima deste nível.

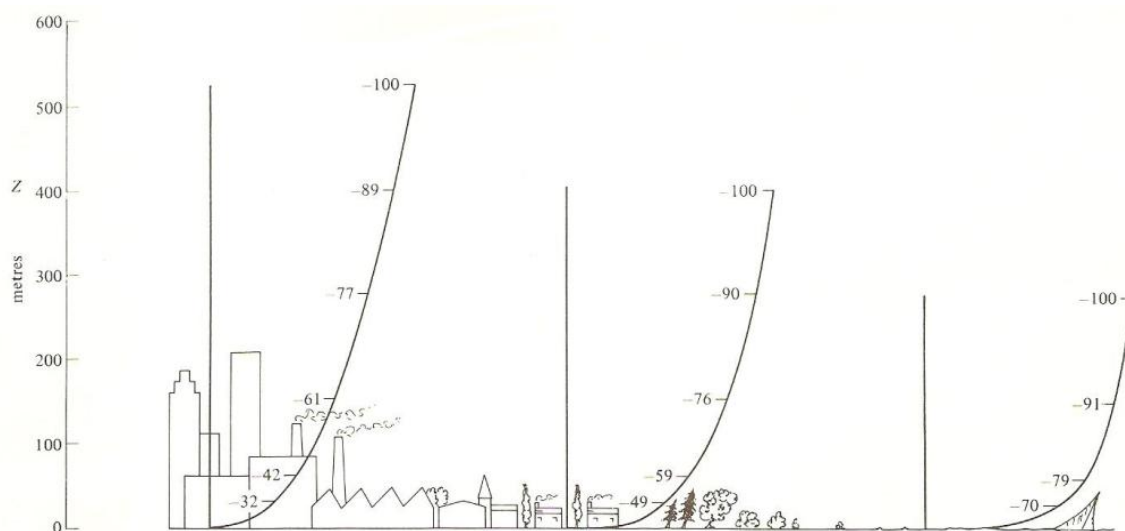


Figura 2.1 – Esquema do perfil de velocidade média do vento para diferentes tipos de rugosidade do solo (adaptado de E.L.Houghton and N.B.Carruthers, 1976) [18].

A força de Coriolis surge devido ao movimento de rotação da terra e causa uma mudança da direcção do movimento das partículas sobre a qual actua. Esta força é nula no Equador, no hemisfério norte actua para a direita da direcção do movimento da partícula e no hemisfério sul actua para a esquerda [17]. Para melhor compreensão da origem desta força analise-se a Figura 2.2 a). Considere-se uma partícula, P, afastando-se horizontalmente do pólo sul, com uma velocidade U , na direcção do ponto A. Estando a terra a rodar com uma velocidade angular, Ω , o ponto originalmente em A, vai mover-se para B, e o ponto originalmente em C ter-se-á movido para A quando a parcela de ar chegar a este ponto. Relativamente à superfície da terra a partícula aparenta ter seguido a trajectória de P para C, isto é, ter sofrido uma mudança de direcção para a esquerda, sendo no pólo norte para a direita. Estas mudanças de direcção estão associadas a uma aceleração aparente, chamada “*aceleração de Coriolis*”, actuando perpendicularmente à velocidade da partícula. Analisando um pequeno intervalo de tempo, δt , (Figura 2.2 b)); \overline{AC} é muito pequeno quando comparado com \overline{PA} . Neste caso,

$$\overline{AC} = \Omega \cdot U \cdot (dt)^2 \quad (2.1)$$

Considere-se a aceleração de Coriolis dada por a . Sendo \overline{AC} a distância percorrida sob a actuação desta aceleração, então esta pode ser expressa por [17]:

$$\overline{AC} = \frac{1}{2} \cdot a \cdot (dt)^2 \quad (2.2)$$

Igualando as duas equações (2.1) e (2.2) chega-se a:

$$a = 2 \cdot U \cdot \Omega \quad (2.3)$$

A equação (2.3) dá a aceleração de Coriolis, ou força por unidade de massa, nos pólos e, se esta força e a força devida ao gradiente de pressão forem exactamente iguais e opostas, e não se fizerem sentir os efeitos da força de fricção (atmosfera livre), o escoamento do vento deve dar-se paralelamente às isobáricas. A força de Coriolis é mais forte perto dos pólos e praticamente desprezável em magnitude numa zona de 5 graus perto do Equador, sendo por esta razão que os ciclones tropicais não se formam nesta zona.

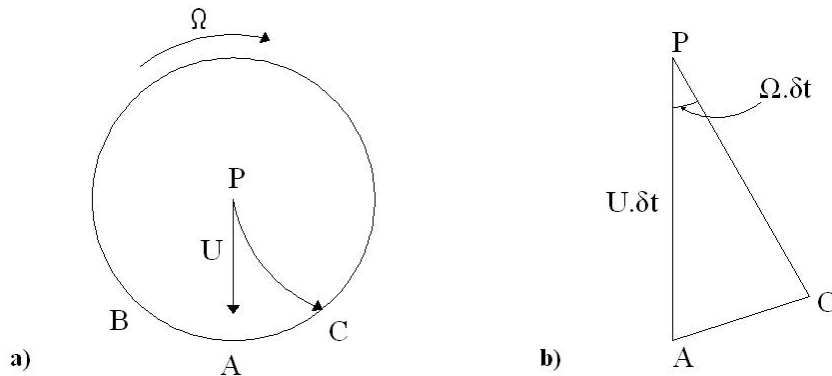


Figura 2.2 – Força aparente de Coriolis devido ao movimento de rotação da terra (hemisfério sul).

As forças de Coriolis geradas nas partículas de ar devidas ao movimento rotacional da terra tornam-se cada vez menores à medida que a velocidade do vento decresce perto da superfície terrestre, fazendo com que o vector da velocidade média do vento mude de uma direcção paralela às linhas de igual pressão, acima da camada limite, passando a possuir uma componente na direcção de pressões mais baixas assim que a altura acima do solo se vai reduzindo.

Considerando duas partículas de ar, A e B, estando A a uma altura superior a B, as Figuras 2.3 a) e 2.3 b) ilustram o balanço destas três forças para as partículas A e B respectivamente. O ângulo de desvio entre a direcção do vento e as isobáricas (α) será tanto menor quanto mais alta estiver a partícula (e consequentemente mais rápida) e terá o seu valor máximo (α_0) perto do solo. O balanço destas forças para diferentes alturas conduz a que a velocidade média do vento possa mudar de intensidade bem como mudar ligeiramente de direcção com a variação de altura, sendo este efeito conhecido como a “Espiral de Ekman” e ilustrado na Figura 2.3 c) para o hemisfério norte [42].

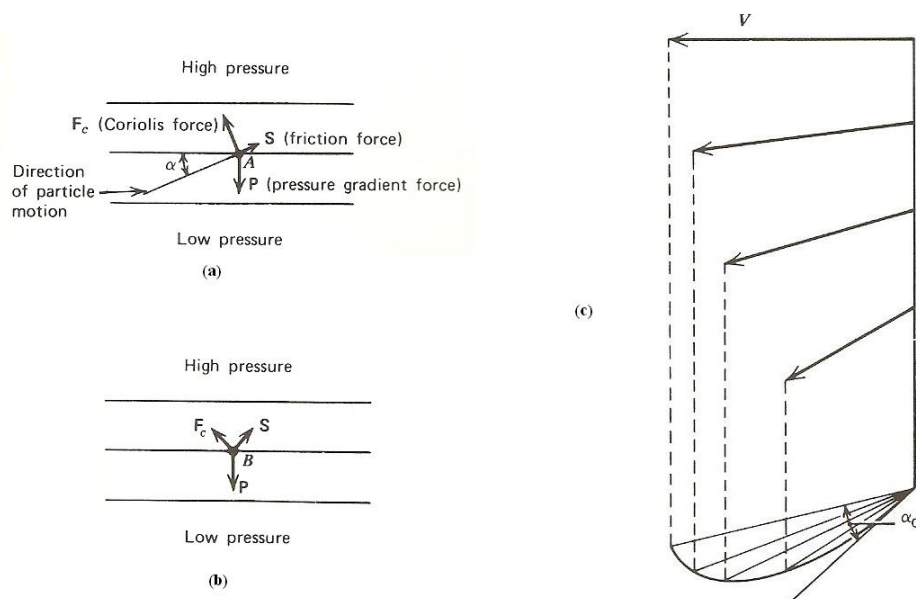


Figura 2.3 – Espiral da velocidade do vento na camada limite atmosférica (hemisfério norte) [42].

Como se pode observar, o ângulo (α_0) desta mudança de direcção é muito pequeno, isto é, a mudança de direcção da velocidade do vento é muito pequena pois a sua componente vertical é muito reduzida quando comparada com a sua componente horizontal, pelo que a interferência deste efeito de espiral não é normalmente tida em consideração na contabilização dos efeitos do vento nas estruturas de engenharia.

2.2. ESCALAS DOS MOVIMENTOS ATMOSFÉRICOS

Conhecendo a frequência de ocorrência de um determinado fenómeno físico podem em geral definir-se as escalas do tempo e do espaço deste mesmo fenómeno. Na atmosfera, o movimento do ar é normalmente caracterizado no espaço e no tempo pelas grandezas habituais como a pressão, a velocidade e a aceleração. Mas, o seu estudo e descrição tornam necessário considerá-lo como a sobreposição de movimentos de escalas. Ao nível espacial podem distinguir-se as escalas horizontal e vertical, sendo a primeira a escala que determina as propriedades mais características de um movimento atmosférico.

É usual considerar-se o movimento do ar como a sobreposição de dois movimentos: um de carácter aleatório (turbulência) e outro definido por grandezas médias. Segundo [33], as escalas que definem com rigor a turbulência são da ordem dos $0,1\mu\text{m}$ para o percurso médio livre entre moléculas e de $10\text{E-}10\text{seg.}$ para a duração média entre dois choques sucessivos de uma molécula, no entanto as escalas que permitem classificar o movimento de conjunto ou movimento médio têm ordem de grandeza muito mais elevada. É possível atingir valores na ordem dos 10Km ou da hora para as escalas espacial e temporal, respectivamente.

Com isto compreende-se que num escoamento de ar existem movimentos com escalas distintas, o que significa que apesar de relacionados estes podem ser estudados separadamente. Pelo facto de não ser possível quantificar deterministicamente todas as grandezas associadas aos movimentos turbulentos, é usual fazer-se uma caracterização com base nas suas propriedades estatísticas. A Figura 2.4 apresenta o espectro de potência da velocidade horizontal do vento perto do solo de acordo com Van der Hoven para medições efectuadas em Brooklyn (NY, E.U.A) [18].

Pela análise da Figura constata-se que para valores de frequência mais baixos, o espectro apresenta dois “picos” sensivelmente para valores de frequência na ordem de um ciclo por 12 horas e na ordem de um ciclo por 4 dias. Estes estão associados, respectivamente, com as mudanças de dia para noite e vice-versa, e com variações devidas a movimentos de massas de ar em grande escala (passagem dos centros de altas e baixas pressões). O “pico” para valores de frequências mais elevados está separado por um vazio espectral com frequência na ordem de 1 ciclo por hora. Para valores de frequência maiores do que as correspondentes ao vazio espectral, as variações devem-se ao carácter turbulento do vento que é consequência das características das camadas inferiores que compõem a atmosfera relacionadas também com a rugosidade do solo.

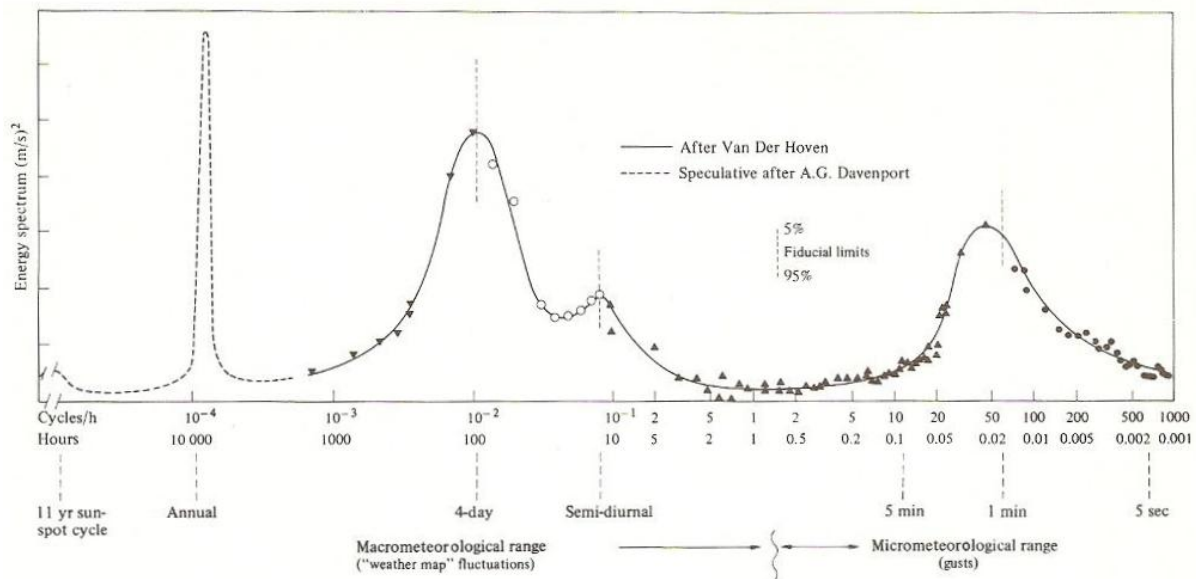


Figura 2.4 – Espectro da velocidade do vento perto do solo para uma ampla gama de frequências (Van der Hoven em Brooklyn, NY, E.U.A) [18].

De acordo com Houghton (1976) [18], os efeitos da variação da velocidade do vento para gama de frequências mais baixas são adequadamente representados por mudanças do valor da velocidade média horária do vento. Segundo o mesmo autor, para determinação do efeito de ventos fortes nas estruturas é suficiente uma análise com base no espectro correspondente às zonas de frequência mais elevada, com um valor de frequência mínimo de cerca de 12 ciclos por hora (1 ciclo por cada 5 minutos).

2.3. PERFIS DE VELOCIDADE MÉDIA DO VENTO

2.3.1. A LEI LOGARÍTMICA

Em condições de vento forte a expressão matemática que melhor define a variação da velocidade com a altura é a lei logarítmica [17]. Partindo do princípio que o campo de variação da velocidade média do vento, \bar{U} , com a altura é função de:

- Altura acima do solo, z ;
- Força de fricção por unidade de área exercida pela superfície da terra sobre o escoamento, τ_0 ;
- Densidade do ar, ρ_a .

E que para alturas próximas da superfície o efeito da rotação da terra (força de Coriolis) pode ser desprezável, bem como devido ao carácter turbulento do escoamento, e que o efeito da viscosidade das moléculas de ar se pode também desprezar, pode combinar-se o efeito da velocidade média do vento com as quantidades acima mencionadas, de onde resulta uma tensão de corte do vento adimensional [17]:

$$\frac{\partial \bar{U}}{\partial z} z \sqrt{\frac{\rho_a}{\tau_o}} \quad (2.4)$$

Onde $\sqrt{\frac{\tau_o}{\rho_a}}$ tem as dimensões da velocidade e é conhecido como sendo a “*velocidade de fricção*”, u_* . É porém importante realçar que esta velocidade apenas tem significado matemático, perdendo o sentido no conceito físico. Não existindo mais quantidades não dimensionais envolvidas, pode dizer-se que:

$$\frac{\partial \bar{U}}{\partial z} \frac{z}{u_*} = \text{constante} = \frac{1}{k} \quad (2.5)$$

Integrando,

$$\bar{U}(z) = \frac{1}{K} u_* \ln \frac{z}{z_0} \quad (2.6)$$

A equação (2.6) é a forma usual da lei logarítmica, onde z_0 é uma constante de integração, com dimensões de comprimento, conhecida como “*comprimento de rugosidade*”. K é conhecida como a constante de *von Karman* e é admitida igual a 0,4.

Embora a lei logarítmica seja facilmente compreensível para um escoamento plenamente desenvolvido sobre um terreno homogéneo, estas condições ideais raramente se encontram na realidade. Esta lei tem a particularidade matemática de que se a altura, z , for menor do que o comprimento de rugosidade é obtido um valor negativo para a velocidade do vento.

2.3.2. A LEI DA POTÊNCIA

Outra expressão matemática que pretende representar o perfil de velocidades médias do vento num terreno horizontal homogéneo é a lei da potência. Esta lei é facilmente integrada ao longo da altura, uma propriedade importante por exemplo quando se pretende determinar os momentos na base de uma estrutura com grande desenvolvimento em altura. Para relacionar a velocidade média a uma altura, z , qualquer, com essa mesma velocidade a 10 m de altura (valor que pode ser ajustado para diferentes rugosidades de terreno), esta lei é dada por [42]:

$$\bar{U}(z) = \bar{U}_{10} \left(\frac{z}{10} \right)^\alpha \quad (2.7)$$

Na equação (2.7), α é o expoente que varia com o tipo de rugosidade do solo. Uma relação que pode ser usada para relacionar esta potência com o “comprimento de rugosidade”, z_0 , é dada por:

$$\alpha = \left(\frac{1}{\ln z_{ref}/z_0} \right) \quad (2.8)$$

Onde z_{ref} é a altura de referência.

2.4. TIPOS DE ESCOAMENTO

Foi já referido o carácter instável do escoamento do ar e vão agora distinguir-se dois tipos de escoamentos: escoamentos laminares e escoamentos turbulentos.

2.4.1. ESCOAMENTOS LAMINARES

Como o próprio nome indica, este tipo de escoamento dá-se quando as linhas do escoamento (linhas imaginárias desenhadas no fluido de tal modo que não existe escoamento perpendicularmente a estas) são suaves. O escoamento laminar é um escoamento com características pontuais bem determinadas, regular e, passe o simplismo, “*bem comportado*”. É um regime de escoamento para o qual se for analisado um filete de fluido, tornado distinto dos outros, se verificará que este manterá a sua forma bem definida.

2.4.2. ESCOAMENTOS TURBULENTOS

O escoamento do vento não mantém o seu curso laminar indefinidamente. São diversos os factores que podem alterar este movimento ordenado das partículas de ar e instabilidades que possam ocorrer numa determinada zona do escoamento rapidamente se podem propagar e alterar o regime de todo o movimento de tal modo que as partículas se passam a mover de modo aleatório e difuso. A este último modo de escoamento dá-se o nome de escoamento turbulento. Segundo Hinze [34], “*a turbulência é uma condição irregular do movimento tal que as diferentes grandezas em jogo apresentam bruscas variações quer no espaço, quer no tempo, as quais, na impossibilidade de serem caracterizadas de outro modo, se consideram aleatórias.*”. A maioria dos escoamentos registados na natureza são turbulentos, excepto para baixos valores do número de Reynolds (ver 2.4.3) em que se tratam de escoamentos em regime laminar.

2.4.3. NÚMERO DE REYNOLDS

O número de Reynolds, assim denominado em homenagem ao físico Osborne Reynolds, é dado pelo quociente entre as forças de inércia ($\rho \cdot v$) e as forças viscosas (μ/D) traduzido na equação (2.9). A grande importância do número de Reynolds é que permite avaliar o tipo de escoamento, isto é, se se trata de um escoamento laminar ou turbulento. Quanto mais elevado for este quociente menos estável será o escoamento e por conseguinte mais este se aproximará de um regime turbulento pelo contrário, quanto mais baixo for o valor do número de Reynolds mais o regime se aproxima de um regime laminar. Pode dizer-se ainda que dois sistemas são dinamicamente semelhantes se o número de Reynolds for o mesmo para ambos.

$$R_e = \frac{\rho \cdot v \cdot D}{\mu} \quad (2.9)$$

Onde, v é a velocidade média do fluido, ρ é a densidade do fluido, D é a longitude característica do obstáculo (por exemplo a altura do edifício) e μ a viscosidade dinâmica do fluido.

2.5. TURBULÊNCIA DO VENTO

Na Figura 2.5 pode ver-se um registo da velocidade do vento com o tempo. Analisando a Figura, é facilmente perceptível que a velocidade não é constante com o tempo sendo tal variação devida ao carácter turbulento deste escoamento. A análise e conhecimento deste fenómeno revestem-se de extrema importância para um engenheiro estrutural por três razões principais: Primeiro, estruturas rígidas estão também elas dependentes de cargas variáveis com o tempo devido a este fenómeno turbulento; Segundo, em estruturas flexíveis podem ser observados problemas dinâmicos devido a estas flutuações de velocidade; Terceiro, o comportamento aerodinâmico das estruturas - e correspondentes resultados em testes efectuados em laboratório - podem depender fortemente da turbulência do escoamento [42].

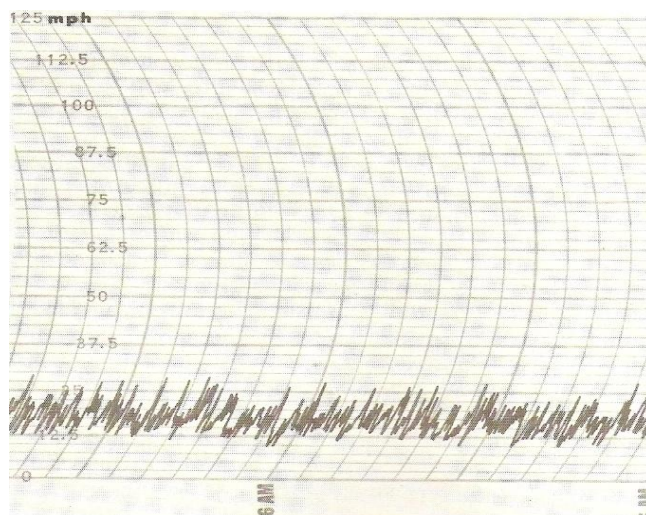


Figura 2.5 – Exemplo de um registo da velocidade do vento em função do tempo [42].

O nível geral de turbulência na velocidade do vento pode ser medido pelo seu desvio padrão ou pela sua raiz quadrática média [17]. Se se subtrair ao perfil de velocidades a sua velocidade média será possível quantificar os desvios de velocidades relativamente a esse valor médio. Uma vez que estes desvios podem assumir valores negativos e valores positivos, estes são elevados ao quadrado antes de se fazer a respectiva média dos valores. Finalmente faz-se a raiz quadrada destes valores de forma a se obter os desvios com as mesmas unidades da velocidade do vento. Matematicamente, a fórmula para o desvio padrão pode ser escrita da seguinte forma:

$$\sigma_u = \sqrt{\frac{1}{t} \int_0^t (U(t) - \bar{U})^2 dt} \quad (2.10)$$

Onde $U(t)$ é o valor total da componente da velocidade na direcção da velocidade média do vento, igual a $\bar{U} + u(t)$, onde \bar{U} é a velocidade média do vento e $u(t)$ é a componente do valor da flutuação da velocidade na direcção média do vento.

2.5.1. INTENSIDADE DE TURBULÊNCIA

Entende-se por *intensidade de turbulência* uma medida da amplitude das flutuações de velocidade que ocorrem no escoamento do vento, sendo esta dada pela razão entre o desvio padrão da componente de turbulência e o valor médio da velocidade do vento.

$$I_u = \frac{\sigma_u}{\bar{U}} \quad (2.11)$$

É admitido em [17] que uma boa aproximação do desvio padrão da velocidade média do vento é dada por $2,5 \cdot u_*$, onde u_* é a velocidade de fricção (ver 2.3.1). Admitindo a lei logarítmica, a intensidade de turbulência será dada pela equação 2.12:

$$I_u = \frac{2,5 \cdot u_*}{(u_*/0,4) * \ln(z/z_0)} = \frac{1}{\ln(z/z_0)} \quad (2.12)$$

Através de uma simples análise da equação (2.12) facilmente se compreende que a intensidade de turbulência apenas está relacionada com a rugosidade da superfície, como função do comprimento de rugosidade, z_0 . Para uma área regularmente preenchida por edifícios, admitindo um $z_0=0.3m$, o quadro 2.1 mostra os valores de intensidade de turbulência para diferentes alturas.

Constata-se que a intensidade de turbulência vai diminuindo o seu valor à medida que a altura aumenta, isto porque à medida que aumenta a altura efeito da rugosidade do solo vai-se manifestando cada vez com menor intensidade.

Quadro 2.1 – Valores de intensidade de turbulência para uma área regularmente preenchida por edifícios ($z_0=0.3m$).

Altura (m)	Intensidade de turbulência (Iv)
5	0.36
10	0.29
50	0.20
100	0.17

2.5.2. FUNÇÃO DENSIDADE PROBABILIDADE

Como já foi referido, as variações da velocidade do vento na camada limite não são repetitivas no tempo. Estas variações são causadas por redemoinhos ou vórtices contidos no escoamento do ar que, por nunca serem idênticas, são normalmente descritas com recurso a métodos estatísticos.

A função densidade probabilidade, $f_u(u)$, dá para um determinado intervalo de tempo (dt) a noção da variação da velocidade média do vento. É consensual, entre diversos autores [17], que as componentes da velocidade na camada limite seguem aproximadamente uma função densidade probabilidade de acordo com a distribuição Normal (Distribuição de Gauss), dada pela equação (2.13):

$$f_u(u) = \frac{1}{\sigma_u \cdot \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{u - \bar{U}}{\sigma_u} \right)^2 \right] \quad (2.13)$$

Esta função é definida pelo valor médio da velocidade do vento, \bar{U} , e pelo seu desvio padrão σ_u e, com estes dois valores, a probabilidade de qualquer velocidade do vento ocorrer é possível ser estimada.

2.5.3. ESPECTROS DE POTÊNCIA DAS RAJADAS DE VENTO

A função densidade probabilidade permite ter uma noção acerca da magnitude da velocidade do vento, mas não permite tirar ilações se esta varia mais lentamente ou rapidamente com o tempo. Os espectros de potência do vento permitem descrever a distribuição da turbulência em função da frequência, sendo a contribuição da variância da velocidade do vento, no intervalo de frequências de n a $n + dn$, dada por $S_u(n)dn$ que é a função do espectro de potência do vento. Integrando para todas as frequências:

$$\sigma_u^2 = \int_0^\infty S_u(n)dn \quad (2.14)$$

Podemos entender que a área envolvida pela curva representativa do espectro de potência ilustra a energia contida pelo vento, ou seja, a análise do espectro de potência indica as frequências da acção do vento que são dotadas de uma maior quantidade de energia. Existem na literatura muitas equações matemáticas para definição de $S_u(n)$ sendo de seguida apresentadas três propostas para definição do espectro de potência do vento na direcção longitudinal. Uma proposta de von Karman-Harris, outra de Davenport e outra de Kaimal

2.5.3.1. Espectro de potência de von Karman-Harris

Segundo J.D. Holmes (2001), a forma mais usual e matematicamente mais correcta para a componente longitudinal da velocidade (paralela à velocidade média do vento) é a equação de von Karman-Harris, estudada por von Karman (1948) e adaptada à engenharia do vento por Harris (1968). Esta equação pode ser escrita de diversas formas e a equação (2.15) apresenta-a de modo adimensional e usualmente assim descrita na literatura [17].

$$\frac{n \cdot S_u(n)}{\sigma_u^2} = \frac{4 \left(\frac{n \cdot l_u}{\bar{U}} \right)}{\left[1 + 70.8 \left(\frac{n \cdot l_u}{\bar{U}} \right) \right]^{5/6}} \quad (2.15)$$

Onde n é a frequência, \bar{U} a velocidade média e l_u o comprimento de turbulência.

Tal como se pode verificar na Figura 2.6, a equação tem um ponto máximo; o valor de l_u determina o valor de (n/\bar{U}) para o qual o valor máximo é atingido. O comprimento de turbulência varia tanto com a rugosidade do terreno como com a altura acima do solo.

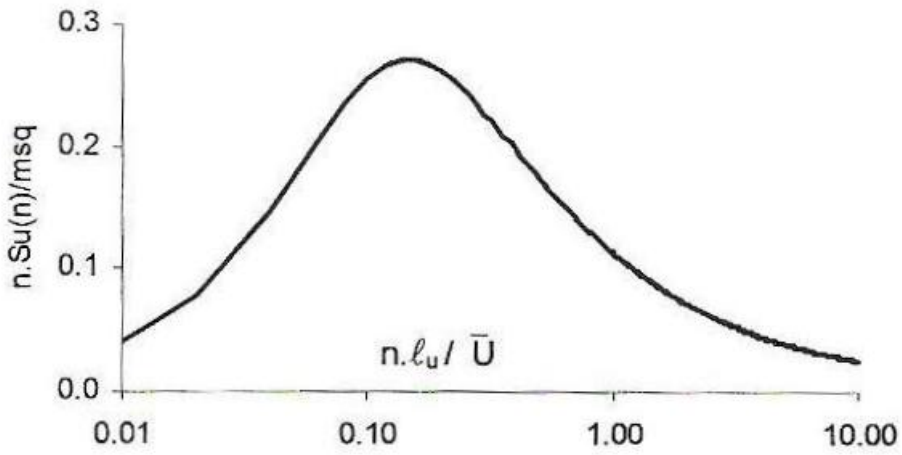


Figura 2.6 – Representação do espectro de potência proposto por von Karman-Harris [17].

2.5.3.2. Espectro de potência de Davenport

Davenport foi dos primeiros autores a estabelecer uma expressão matemática para representar o espectro de potência do vento. A proposta deste autor é baseada em medições da velocidade do vento para várias alturas acima do solo [42].

Davenport propõe também uma expressão adimensional dada pela equação (2.16) com a particularidade de não depender da altura.

$$\frac{n \cdot S_u(n)}{u_*^2} = 4 \frac{x^2}{(1 + x^2)^{4/3}} \quad (2.16)$$

Onde,

$$x = \left(\frac{1200 \cdot n}{U_{10}} \right) \quad (2.17)$$

Sendo n expresso em Hz e U_{10} é a velocidade média do vento em m/s a uma altura $z = 10m$.

2.5.3.3. Espectro de potência de Kaimal

A função de densidade espectral de energia proposta por Kaimal é dada pela equação 2.18. Segundo [40] esta proposta apresenta algumas vantagens face à proposta de Davenport.

$$\frac{n \cdot S_u(n)}{u_*^2} = \frac{200 \cdot f_0}{(1 + 50 \cdot f_0)^{5/3}} \quad (2.18)$$

Onde f_0 é conhecido como o parâmetro de Monin, dado por:

$$f_0 = \left(\frac{n \cdot z}{U(z)} \right) \quad (2.19)$$

A Figura 2.7 ilustra a representação das funções de densidade espectral das flutuações longitudinais da velocidade do vento de acordo com a proposta de Davenport e Kaimal.

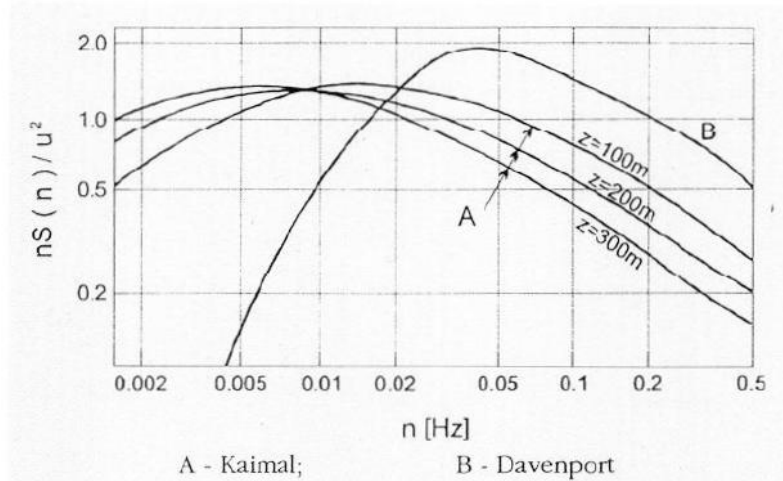


Figura 2.7 – Função de densidade espectral das flutuações longitudinais de velocidade [40].

2.6. CORRELAÇÃO

Pode entender-se por covariância o produto das flutuações de velocidade do vento em duas alturas distintas em função do tempo. A covariância entre as componentes flutuantes da velocidade longitudinal do vento em duas alturas distintas, z_1 e z_2 , podem ser definidas de acordo com a equação (2.20).

$$\overline{u'(z_1) \cdot u'(z_2)} = \frac{1}{T} \int_0^T [U_{z_1,t} - \bar{U}_{z_1}] \cdot [U_{z_2,t} - \bar{U}_{z_2}] dt \quad (2.20)$$

O coeficiente de correlação, ρ , pode então ser definido como:

$$\rho = \frac{\overline{u'(z_1) \cdot u'(z_2)}}{\sigma_u(z_1) \cdot \sigma_u(z_2)} \quad (2.21)$$

Se z_1 é igual a z_2 , o valor de ρ é 1, o que significa que existe uma correlação total entre as flutuações de velocidade.

Quando são consideradas as respostas em ressonância de estruturas devido à acção do vento, a correlação das flutuações de velocidade do vento de dois pontos distintos para diferentes frequências é importante. A correlação dependente da frequência pode ser descrita através das funções de *densidade espectral cruzada*, *coespectro* e *coerência*. A função de densidade espectral cruzada possui componentes reais e imaginárias, podendo o coespectro ser entendido como a parte real da função densidade espectral cruzada, correspondendo sensivelmente à covariância mas no domínio da frequência. A coerência pode ser entendida simplificada como o coeficiente de correlação avaliado no domínio da frequência [17].

2.7. INFLUÊNCIA DA RUGOSIDADE NO ESCOAMENTO DO VENTO

Quando um escoamento de ar numa dada camada limite plenamente definida encontra uma mudança da rugosidade do terreno, dá-se um processo de ajuste das propriedades do escoamento nessa camada. Este ajuste começa ao nível do solo e estende-se a níveis mais elevados. Um exemplo desta situação acontece quando ventos oriundos de uma zona costeira passam rapidamente a actuar sobre um local com obstáculos ao escoamento. A Figura 2.8 ilustra a resposta da camada limite atmosférica para um aumento da rugosidade do terreno bem como a evolução da velocidade média e da intensidade de turbulência [11].

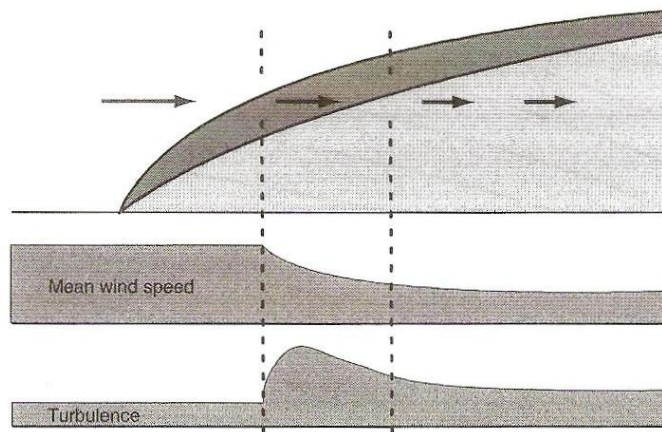


Figura 2.8 – Efeito da rugosidade na camada limite atmosférica, na velocidade média e intensidade de turbulência do vento [11].

Como se pode verificar, a velocidade média do vento começa a diminuir quando o escoamento entra numa zona mais rugosa. Por outro lado, a intensidade de turbulência primeiro começa por aumentar consideravelmente diminuindo posteriormente até se atingir um novo equilíbrio. Com isto, as estruturas que se encontrem situadas numa camada limite correspondente à transição para uma zona de

maior rugosidade vão estar sujeitas a maiores turbilhões e consequentemente mais vulneráveis a uma resposta dinâmica.

2.8. INFLUÊNCIA DA TOPOGRAFIA NO ESCOAMENTO DO VENTO

Como visto, a direcção do escoamento do vento e a sua velocidade podem ser influenciadas pela orografia do terreno que atravessam. Alterações topográficas podem conduzir a velocidades do escoamento mais elevadas que devem ser tidas em consideração no dimensionamento de estruturas sujeitas a este tipo de acção. A Figura 2.9 pretende ilustrar esquematicamente o escoamento do vento em quatro situações distintas.

As Figuras 2.9 a) e b), tratam de alterações ligeiras na topografia do terreno. Nestas situações, à medida que o vento se aproxima desta alteração ele vai reduzindo a sua velocidade até ao ponto onde se dá a mudança de declive. Depois começa por aumentar a sua velocidade até atingir o ponto mais alto, sendo próximo deste ponto que atinge a sua velocidade máxima. Seguidamente a velocidade vai diminuindo e volta a estabilizar quando o escoamento tiver perfeitamente desenvolvido após a mudança topográfica atravessada [17].

Quando as alterações topográficas são mais acentuadas, como é o caso das Figuras 2.9 c) e d), pode dar-se uma “separação” do escoamento uma vez que este pode não ser capaz de superar o crescendo dos gradientes de pressão verificados na direcção em que se dá o escoamento. Os regulamentos em vigor admitem coeficientes para ter em conta no cálculo do perfil das velocidades do vento as mudanças topográficas possíveis de ocorrer.

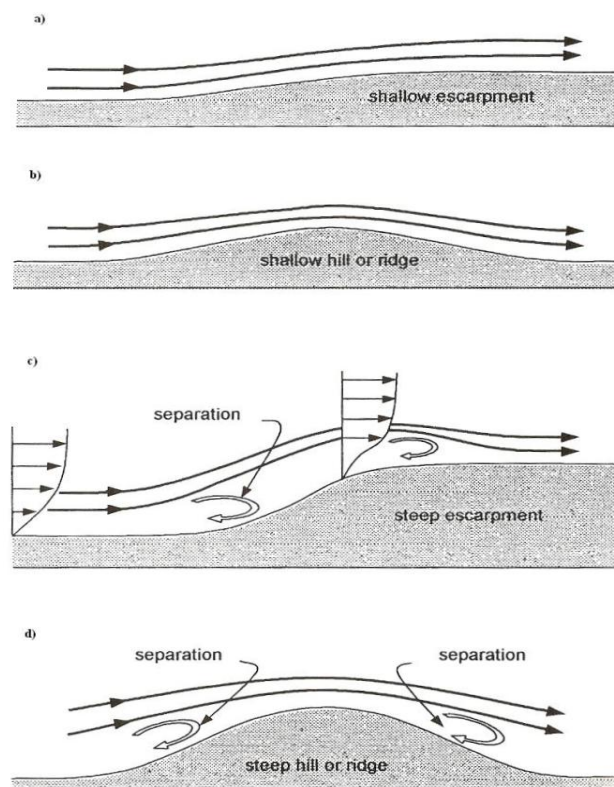


Figura 2.9 – Esquema do escoamento do vento junto de algumas mudanças topográficas do terreno (adaptado de J.D.Holmes, 2001)

3

A INTERACÇÃO DO VENTO COM AS ESTRUTURAS

3.1. PRESSÃO DINÂMICA DO VENTO E FACTORES DE FORMA

3.1.1. TEOREMA DE BERNOULLI

A acção do vento sobre uma estrutura depende da velocidade do vento e pode ser determinada a partir da equação que traduz um escoamento em pressão em regime permanente. Como se sabe este tipo de escoamento é traduzido pela equação de Bernoulli dada pela equação (3.1).

$$z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} = \text{constante} \quad (3.1)$$

A Figura 3.1 apresenta a tradução gráfica da equação (3.1). Considerando dois pontos *A* e *B* à mesma cota *z* e tomando num deles a velocidade nula (ponto pertencente à superfície da estrutura), resulta que:

$$z + \frac{p_A}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} = z + \frac{p_B}{\gamma} \quad (3.2)$$

De onde,

$$p_B - p_A = \frac{v^2 \cdot \gamma}{2 \cdot g} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v^2 \quad (3.3)$$

Se considerarmos *v* a velocidade do vento, a equação (3.3) não representa mais do que a pressão dinâmica devida a esta acção. Esta equação é considerada por muitos regulamentos para cálculo da pressão exercida pelo vento sobre um obstáculo, embora sejam considerados também factores de forma, como o coeficiente de pressão ou coeficiente de força, que pretende representar as características aerodinâmicas do obstáculo ao escoamento [41].

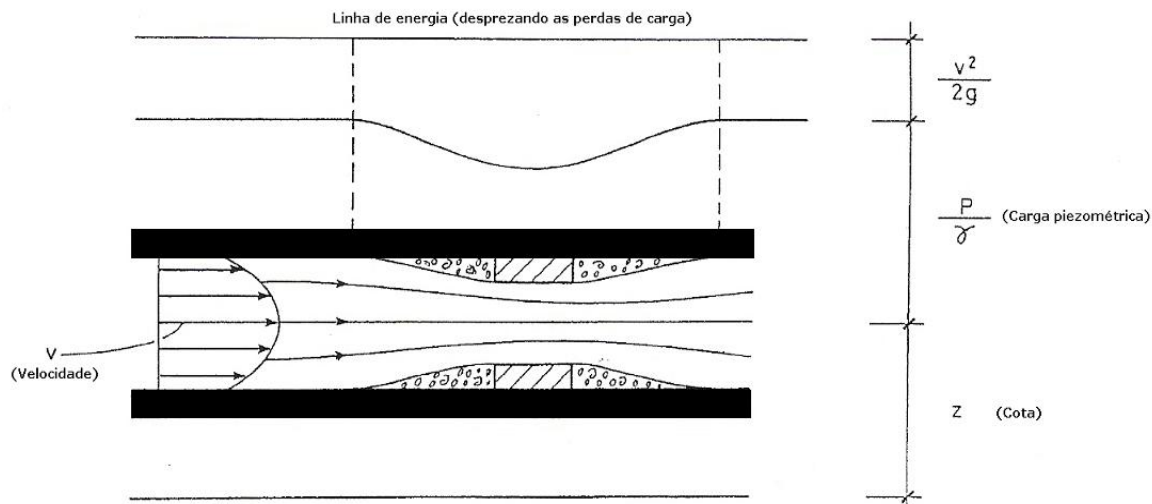


Figura 3.1 – Escoamento sob pressão em regime permanente [41].

3.1.2. FACTORES DE FORMA

3.1.2.1. Coeficientes de pressão

É conveniente expressar as pressões de uma forma adimensional e tal é normalmente considerado tomando esta grandeza como rácios da pressão dinâmica. Os coeficientes de pressão são definidos para uma superfície particular da construção e permitem determinar as pressões sobre essa superfície. Assim, partindo da equação (3.3) pode definir-se coeficiente de pressão como sendo:

$$C_p = \frac{p - p_0}{\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v^2} \quad (3.4)$$

Onde, C_p é o coeficiente de pressão, p a pressão num ponto do fluido, p_0 é a pressão no escoamento não perturbado, ρ é a densidade do ar e v é a velocidade do escoamento não perturbado. Para pontos onde se dê uma estagnação do escoamento, ou seja, pontos onde a velocidade é zero, o valor do coeficiente de pressão exterior toma o valor 1 e para os pontos onde a velocidade do escoamento é superior a v o coeficiente de pressão toma valores negativos [17].

Tal como descrito acima, os coeficientes de pressão permitem para uma determinada superfície determinar o valor da pressão a actuar perpendicularmente a essa superfície devido ao escoamento do vento. Para se obter a pressão total nessa superfície é necessário considerar também a pressão actuante na face oposta da superfície, ou seja, tomando em consideração um coeficiente de pressão interior.

Assim, analisando a Figura 3.2 e designando por C_{p_e} o coeficiente de pressão actuante na superfície exterior e por C_{p_i} o coeficiente de pressão actuante na superfície interior, a força total actuante numa área da fachada, A , será dada pela diferença algébrica das pressões actuantes em cada uma das superfícies como apresentado na equação (3.5). Onde p é igual a $\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v^2$.

$$F = (C_{p_e} - C_{p_i}) \cdot A \cdot p \quad (3.5)$$

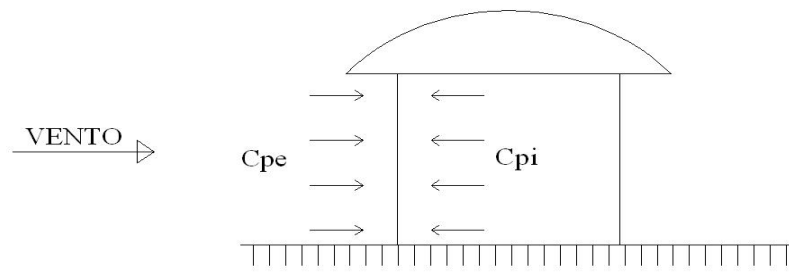


Figura 3.2 – Coeficientes de pressão interior e exterior numa superfície de fachada.

3.1.2.2. Coeficientes de força

Os coeficientes de força são definidos de modo a permitir determinar directamente a resultante das forças, F , das pressões actuantes na área do obstáculo, A . Estes podem ser definidos de uma forma adimensional semelhante aos coeficientes de pressão. Assim, pode entender-se o coeficiente de força como sendo dado pela equação (3.6).

$$C_F = \frac{F}{\frac{1}{2} \rho \cdot v^2 \cdot A} \quad (3.6)$$

As forças aerodinâmicas são tradicionalmente diferenciadas em duas direcções ortogonais, podendo ser as direcções paralelas e perpendiculares à direcção do vento (ou direcção média do vento no caso de um escoamento turbulento) e neste caso os eixos são denominados como *eixos do vento*. Se por outro lado estas se diferenciarem numa direcção paralela e perpendicular relativamente a geometria do corpo denominam-se estes eixos de *eixos do corpo* [17]. A Figura 3.3 representa estas duas possibilidades. Seguindo as terminologias da aeronáutica, os termos “*lift*” e “*drag*” são usualmente usados na engenharia do vento para designar a componente da força transversal à direcção do vento e a sua componente ao longo do vento. Se substituirmos na equação (3.6) a componente “ F ” por “ L ” ou “ D ” chega-se à definição de *coeficiente de sustentação* ou *coeficiente de arrasto* respectivamente. A relação entre as forças e os coeficientes respeitantes a cada um dos eixos pode ser obtida através de regras trigonométricas, em função de um ângulo α , designado de *ângulo de ataque*.

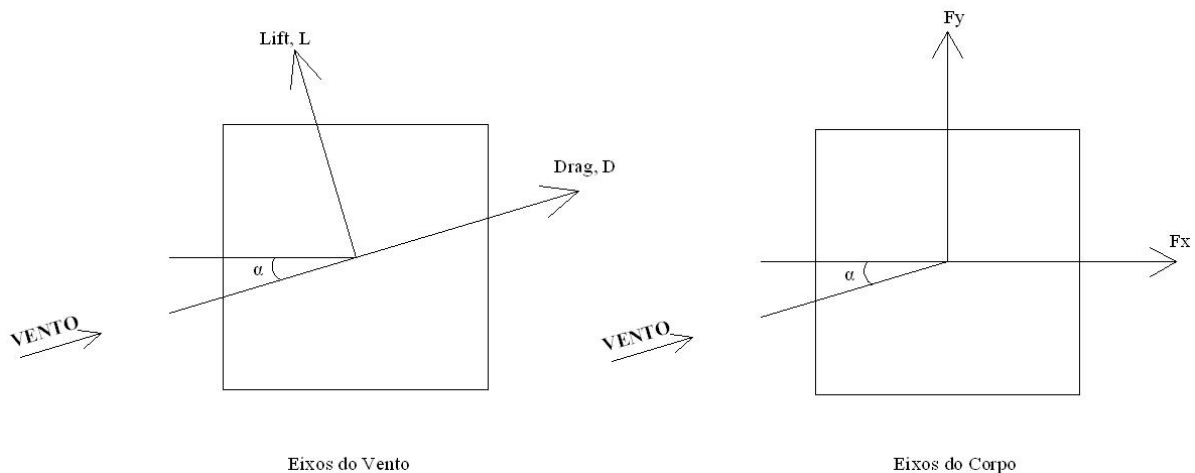


Figura 3.3 – Esquema representativo dos eixos do vento, dos eixos do corpo e do ângulo de ataque [17].

3.2. OBSTÁCULOS AO ESCOAMENTO

Foram abordados no capítulo 2 os escoamentos na camada limite atmosférica e interessa agora fazer uma consideração das principais questões ligadas ao estudo da interacção entre estes escoamentos com as estruturas, que correspondem afinal a obstáculos imersos nesta camada limite atmosférica. À semelhança do que acontece na camada limite atmosférica, também no caso de um escoamento em torno de um corpo forma-se sobre a superfície deste uma camada limite por acção da viscosidade do fluido e da rugosidade da superfície, designada como *camada limite livre* [33].

Nos casos em que o movimento na correspondente camada limite livre é retardado, as partículas de fluido nem sempre permanecem nessa fina camada. Nesses casos a espessura da camada aumenta, principalmente nas faces de jusante, podendo mesmo o escoamento passar a dar-se em sentido contrário, resultando uma tendência para as partículas se dirigirem para o exterior, tendendo a camada limite a destacar-se da parede. A este acontecimento dá-se o nome de *fenómeno de separação*.

Em associação ao fenómeno de separação, encontra-se sempre a formação de turbilhões com grandes perdas de energia a jusante do corpo, estabelecendo-se nessa zona um escoamento fortemente retardado designado por *esteira*.

3.2.1. ESCOAMENTO EM TORNO DE CILINDROS

Para corpos com superfícies curvas, como por exemplo edifícios com forma circular, a camada limite da interacção do escoamento com a estrutura é muito mais dependente das forças viscosas do que no caso de estruturas de superfície não curva. Sendo o número de Reynolds o quociente entre as forças de inércia e as forças viscosas (tal como descrito em 2.4.3), é então fácil de compreender que o facto da superfície da estrutura se ir aproximando de uma superfície curva resultará na dependência das forças de arrasto em função do número de Reynolds (Re).

Interessará observar um pouco mais em pormenor o que se passa junto da superfície de um cilindro à medida que a velocidade média do escoamento incidente aumenta, o mesmo será dizer, à medida que o número de Reynolds cresce. Citando [33] pode dizer-se que:

1. Para velocidades muito baixas ($Re < 1$), o escoamento que contorna o cilindro exhibe comportamento laminar, é simétrico e totalmente estável, não se separando da superfície de contacto com o cilindro (Figura 3.4 a)).
2. Para valores de $3 < Re < 30$ a 40 , observa-se uma pequena tendência para o escoamento se soltar da superfície de contacto com o cilindro, formando-se dois vórtices de circulações contrárias na zona a jusante do escoamento (Figura 3.4 b)). O escoamento mantém a condição de simetria

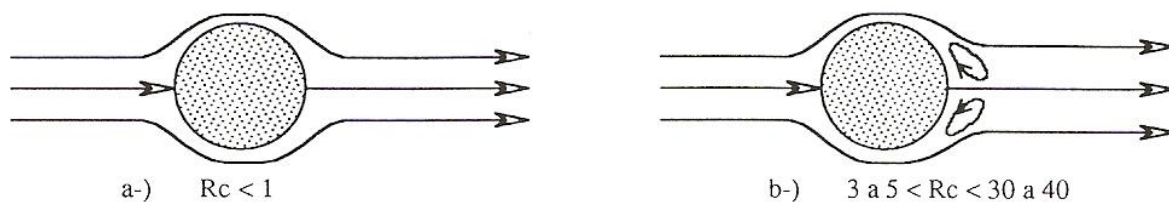


Figura 3.4 – Escoamentos em torno de cilindros [33].

3. Para velocidades maiores ($30 < Re < 80$ a 90), observa-se uma pequena tendência para a formação de uma esteira a jusante do cilindro devido a um fenómeno de separação, embora o escoamento apresente ainda características de laminar (Figura 3.5 a)).
4. Para valores de $80 < Re < 150$ a 300 , observa-se que o desprendimento de vórtices passa a fazer-se alternadamente de um lado e de outro do cilindro (Figura 3.5 b)).

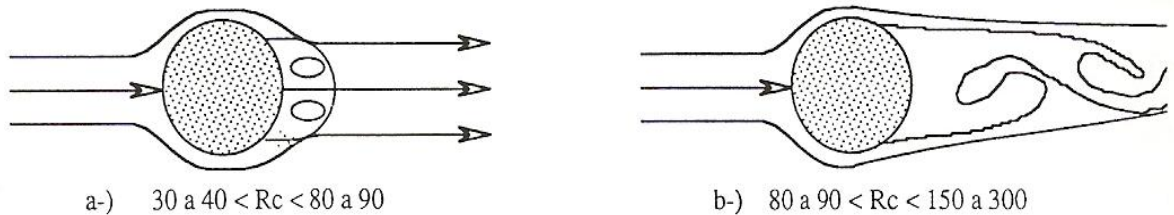


Figura 3.5 – Escoamentos em torno de cilindros [33].

5. Para valores da velocidade do escoamento correspondentes ao intervalo de $150 < Re < 1 \cdot 10^5$ a $2 \cdot 10^5$, as características do escoamento a jusante mantêm-se, transitando apenas o escoamento na camada limite livre de laminar para turbulento (Figura 3.6 a)).
6. Para valores da velocidade correspondentes a $Re > 2 \cdot 10^5$, o escoamento na camada limite livre é totalmente turbulento dando-se um aumento do desprendimento de vórtices à medida que o número de Reynolds aumenta (Figura 3.6 b)). Dos casos identificados têm interesse para a engenharia de vento aqueles em que $Re > 200$.

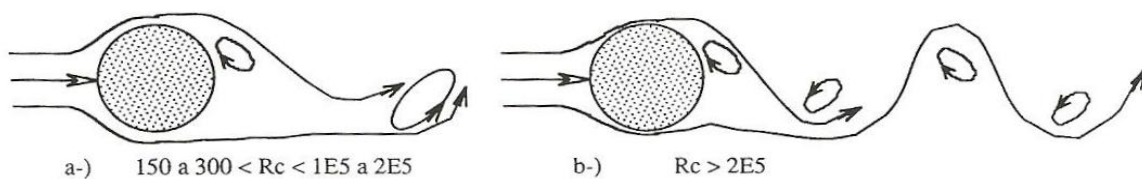


Figura 3.6 – Escoamentos em torno de cilindros [33].

É ilustrado na Figura 3.7 a variação do coeficiente de arrasto em função da variação da forma da estrutura e do número de Reynolds (Scruton, 1981) [17]. Ao analisar a Figura percebe-se a existência de um valor do número de Reynolds para o qual se verifica uma descontinuidade no coeficiente de arrasto e que se manifesta para valores relativamente pequenos do raio dos cantos da estrutura. A este valor dá-se o nome de *número de Reynolds crítico*.

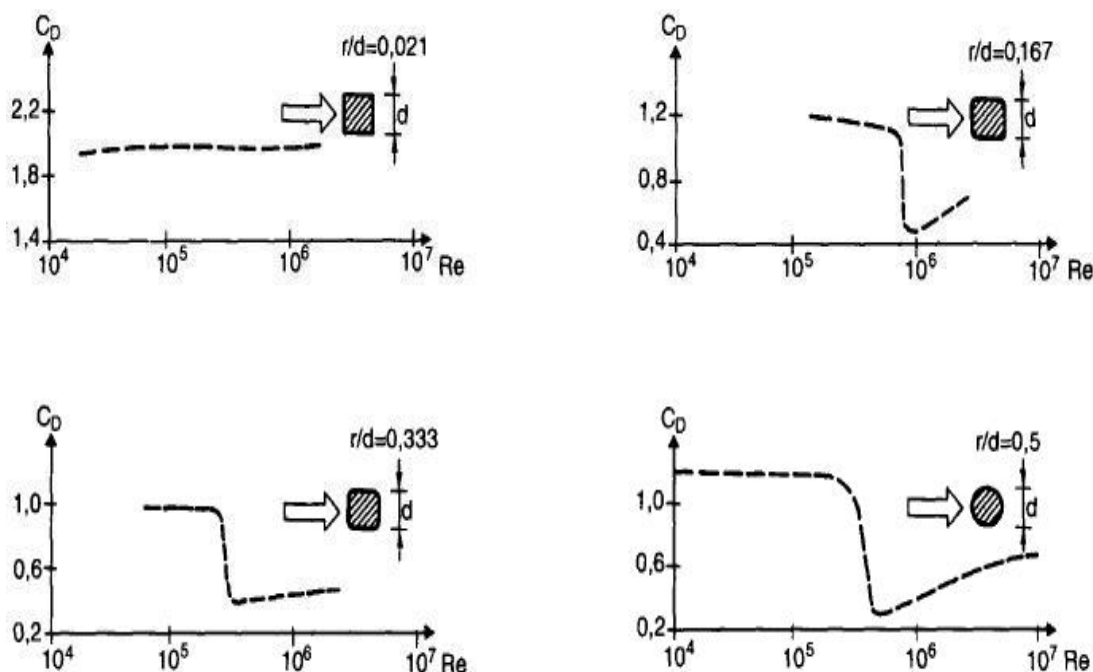


Figura 3.7 – Influência do número de Reynolds e da força da estrutura no coeficiente de arrasto numa zona de baixa rugosidade (J.D. Holmes, 2001) [17].

Quando o valor do número de Reynolds é inferior ao crítico diz-se que o escoamento se processa em *regime subcrítico*, e, quando este coeficiente assume valores superiores ao crítico diz-se que o escoamento se processa em *regime supercrítico*.

A existência desta descontinuidade poderá implicar que quando se estiver em regime supercrítico, poderá existir uma velocidade do vento inferior (aquela que corresponderá a um regime subcrítico) para a qual podem ser obtidas maiores forças devidas ao vento. Isto porque, apesar de a uma menor velocidade do vento corresponder uma menor pressão dinâmica poderá ser possível com uma pressão dinâmica inferior mas com um coeficiente de arrasto superior obter forças de dimensionamento maiores.

3.2.2. ESCOAMENTO EM TORNO DE EDIFÍCIOS ALTOS

Os edifícios altos são corpos imersos nesta camada turbulenta, mostrando a Figura 3.8 as características gerais do escoamento do vento em volta de um edifício desta dimensão. Na face de barlavento existe um forte escoamento descendente a partir do ponto de estagnação do escoamento. Este ponto ocorre para cerca de 70% a 80% da altura total do edifício [17]. Este escoamento descendente pode por vezes causar problemas ao nível da base na medida em que o ar em grande velocidade para grandes alturas é transportado para o nível do solo. Separação e reajustes do escoamento nas faces laterais estão associados a grandes pressões localizadas.

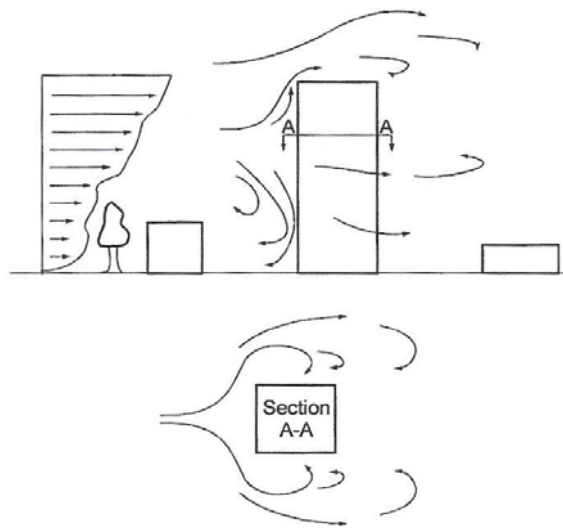


Figura 3.8 – Escoamento do vento em volta de um edifício alto (J.D. Holmes, 2001).

A Figura 3.9 mostra a distribuição dos coeficientes de pressão mínimos, médios e máximos na face de barlavento de um edifício alto de secção transversal quadrangular e com relação entre altura e largura de 2,1 imerso numa camada turbulenta. Segundo Holmes (2001), as pressões foram medidas em testes elaborados em túnel de vento representativo de um edifício de 85m de altura por Cheung (1984). O edifício foi considerado isolado, pelo que não se manifestam efeitos de protecção ao escoamento por parte de outros edifícios com alturas da mesma ordem de grandeza. A mesma Figura mostra que o ponto onde o coeficiente de pressão médio assume o valor mais elevado ocorre para cerca de $0,8h$ e corresponde ao ponto de estagnação do escoamento. Nesta face o vento exerce uma pressão positiva sobre a superfície do corpo.

As faces laterais (Figura 3.10) são adjacentes ao escoamento que é separado pela face de barlavento e onde se formam vórtices muito fortes. O coeficiente de pressão médio nestas faces é da ordem de -0,6 a -0,8. O valor máximo negativo para esta face ocorre perto da base do edifício, ao contrário do que acontece na face de barlavento.

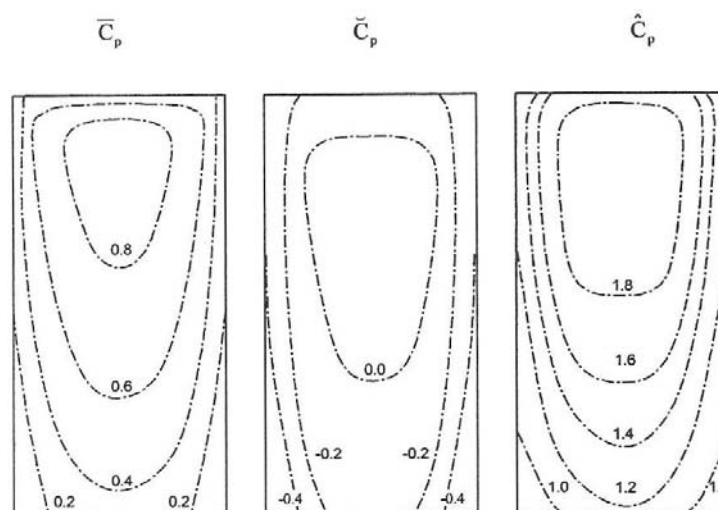


Figura 3.9 – Coeficiente de pressão médios, máximos e mínimos para a face de barlavento de um edifício com secção quadrangular – altura/largura=2,1 (Cheung, 1984) [17].

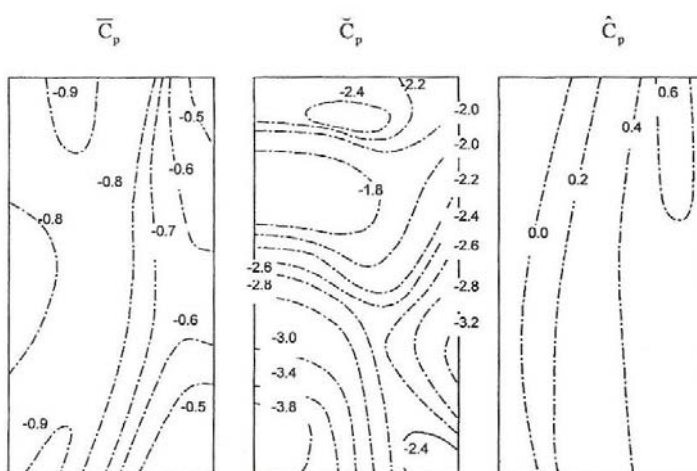


Figura 3.10 – Coeficiente de pressão médios, máximos e mínimos para a face lateral de um edifício com secção quadrangular – altura/largura=2,1 (Cheung, 1984) [17].

Para a face de sotavento as pressões médias e de pico são também negativas (Figura 3.11) e têm significativamente metade da magnitude das faces laterais sendo esta claramente protegida pela forma do edifício e exposta a movimentos de ar mais lentos. Verifica que a flutuação de pressão nessa face é muito mais suave do que na face de barlavento.

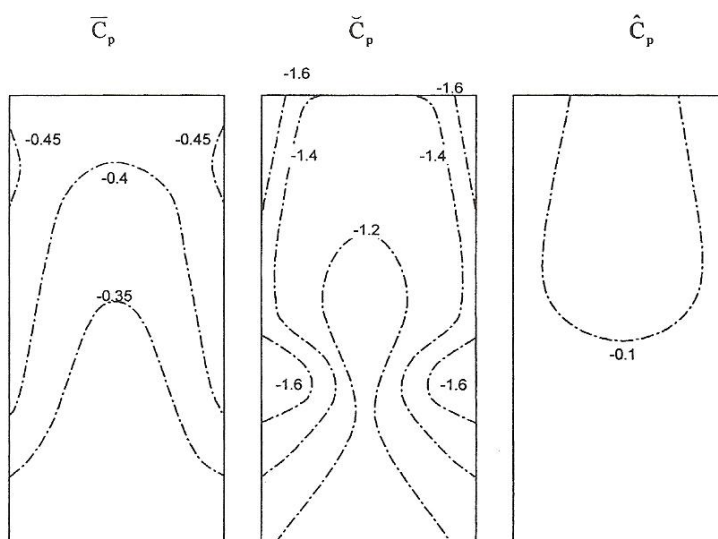


Figura 3.11 – Coeficiente de pressão médios, máximos e mínimos para a face de sotavento de um edifício com secção quadrangular – altura/largura=2,1 (Cheung, 1984) [17].

A mudança repentina da direcção do vento pode ser suficiente para causar separações do escoamento e consequentemente causar perturbações no padrão do escoamento e consequentemente na acção sobre o edifício. Esta mudança repentina do carregamento pode excitar os edifícios na sua frequência natural e para estruturas flexíveis o movimento da própria estrutura pode ele próprio causar reajustes no escoamento que se traduzem também num reajuste das acções. A interacção entre o fluido e a estrutura é como se percebe muito complexa e, no caso de edifícios altos, torna-se por vezes indispensável reproduzir elementos à escala, representativos da estrutura e da sua envolvente, capazes de serem

estudados em túnel de vento para se conhecerem as pressões actuantes. Apesar desta significativa dispersão e variabilidade de valores do coeficiente de pressão, o cálculo de valores máximos de outras variáveis é correntemente realizado tomando um valor constante deste coeficiente, tendo como objectivo abrir uma via simplificada de análise do problema.

3.3. RESPOSTA DOS EDIFÍCIOS ALTOS À ACÇÃO DO VENTO

As pressões do vento e consequentemente as forças desenvolvidas não são estáticas na natureza, mas flutuam constantemente. De facto, a natureza dinâmica destes carregamentos pode fazer com que estruturas mais flexíveis entrem em ressonância, gerando respostas dinâmicas que podem ser muito superiores às produzidas pelos seus efeitos estáticos equivalentes. Para edifícios baixos e rígidos, esta resposta dinâmica é menos significativa e o projecto pode ser seguramente baseado nas equivalentes estáticas do carregamento do vento. No entanto, no caso de edifícios altos, esta componente dinâmica pode ser fundamental quer em termos de momentos derrubadores para estados limites últimos, quer em termos de conforto para os ocupantes em estados limites de serviço.

Devido ao facto do vento actuar em forma de rajadas, os edifícios altos, frente a esta acção em determinada direcção, respondem oscilando tanto longitudinalmente como transversalmente. Pode também dar-se o caso de para uma acção do vento excêntrica ao centro de rigidez da estrutura se gerar um momento capaz de solicitar a estrutura à torção. O esquema apresentado na Figura 3.12 pretende representar as duas direcções principais da resposta da estrutura (longitudinal e transversal).

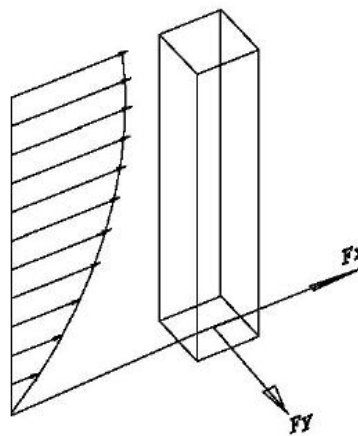


Figura 3.12 – Acção do vento, onde F_y representa a direcção transversal da resposta e F_x a componente longitudinal [46].

Desde os estudos da década de 60, é sabido que a resposta aerodinâmica da maioria das estruturas tem a sua origem, quase que inteiramente, na acção da componente longitudinal da turbulência do vento sobreposta a acção da sua velocidade média [42]. Este trabalho visa determinar a resposta longitudinal de um edifício alto à acção do vento e a fim de se justificar a possível análise independente das respostas longitudinais e transversais do edifício, é necessário que se afirme que estas duas respostas estão efectivamente não correlacionadas. Segundo Trein (2005) a falta de correlação entre estas duas respostas tem sido alvo de estudo de diversos autores e afirma, citando Riera (1981) que se a estrutura apresenta dois planos de simetria verticais, a resposta dinâmica nas duas direcções será desacoplada [46].

Outra característica que importa realçar, em termos de respostas, é a de que quando a magnitude das respostas longitudinais é similar à magnitude das respostas transversais, o topo do edifício descreve uma trajectória elíptica, com os seus eixos ortogonais de dimensões similares, como se pode analisar na Figura 3.13 a).

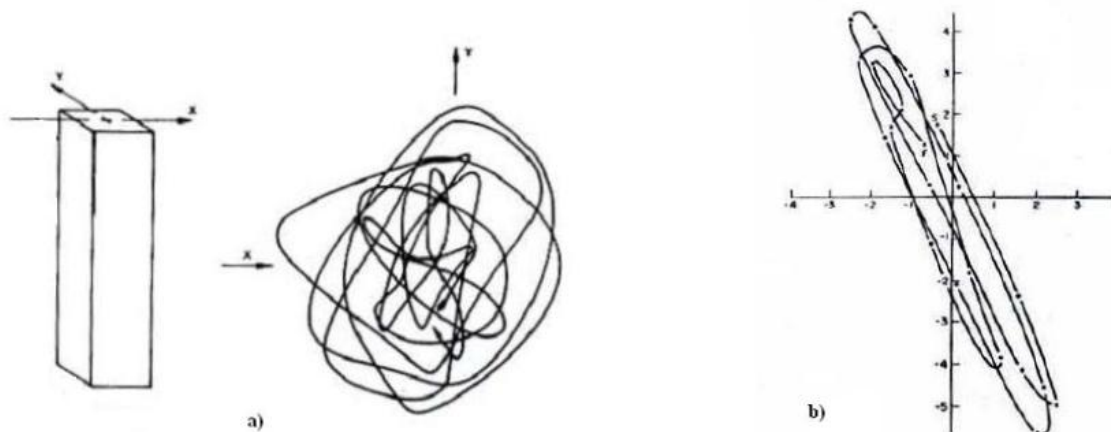


Figura 3.13 – a) trajectória do topo de um edifício cujas respostas longitudinais e transversais se equivalem; b) trajectória do topo de um edifício cuja trajectória transversal é dominante [46].

Segundo Ishizaki e Nishimura [24], em termos de acelerações, a resposta longitudinal é geralmente inferior à resposta transversal, sendo aceite que, quando o edifício é esbelto nas duas direcções principais, em termos de controlo da estrutura em serviço a direcção transversal à direcção do vento é normalmente preponderante. A direcção longitudinal pode no entanto ser decisiva em termos de estado limite último, pois pode dar-se o caso da acção dinâmica devida ao vento ser a acção crucial para o dimensionamento conduzindo a momentos flectores muito elevados. A Figura 3.13 b) apresenta a trajectória do topo de um edifício cuja direcção transversal é dominante.

3.3.1. RESPOSTA LONGITUDINAL

De acordo com [30], partindo do princípio que a resposta na direcção longitudinal à do vento é devida essencialmente ao carácter turbulento do escoamento nesta direcção, os efeitos desta acção têm sido estudados partindo do princípio que as variações de pressão seguem linearmente as variações da velocidade. Embora a resposta na direcção longitudinal possa incluir efeitos de interacção entre o escoamento e a estrutura, são considerados como fundamentais para a resposta os efeitos devida ao carácter turbulento da velocidade vento. Com base neste princípio a força aerodinâmica, $F(t)$, será expressa em termos de flutuações de velocidade por:

$$F(t) = \frac{1}{2} \rho C_D A (\bar{U} + u(t))^2 \quad (3.7)$$

Onde ρ é a densidade específica do ar, C_D é o coeficiente de arrasto e \bar{U} a velocidade média do escoamento e $u(t)$ a componente flutuante em cada instante.

A equação 3.7 assume implicitamente que as flutuações de velocidade se encontram perfeitamente correlacionadas ao longo de toda a estrutura. No caso de grandes estruturas como os edifícios altos isto conduzirá a uma sobrestimação considerável das cargas [30].

A influência da turbulência do carregamento sobre uma estrutura imersa no escoamento depende portanto fortemente da relação entre o tamanho dos turbilhões do vento e do tamanho da estrutura. Esta relação pode ser expressa pela razão λ/h , sendo λ a dimensão característica dos turbilhões e h a dimensão característica da estrutura [46].

Nas componentes de frequência alta da turbulência esta relação pode ser muito menor do que a unidade ($\lambda/h < 1$) e os carregamentos produzidos são bem organizados ou correlacionados apenas em pequenas regiões. Desta forma, o seu efeito total sobre a estrutura é pequeno, porque enquanto em algumas regiões há incremento de pressões noutras existe uma redução. Pode dizer-se que as pressões devido às componentes da turbulência do vento de frequência alta são pobremente correlacionadas ao longo da estrutura como um todo.

Por outro lado, os valores mais baixos da frequência da turbulência é possível que $\lambda/h > 1$ e, nestes casos, os efeitos são sentidos em toda a estrutura ou em áreas muito grandes simultaneamente, o que significa a produção de carregamentos consideráveis. É neste sentido que é normalmente introduzida uma função de admitância aerodinâmica no contexto de uma análise no domínio da frequência (ver ponto 3.5).

Outro factor determinante na eficiência da acção do vento em termos de produção de carregamentos significativos na direcção longitudinal é a frequência natural da estrutura. Edifícios com frequências naturais iguais ou inferiores a 1Hz, em particular aquelas fracamente amortecidas, podem apresentar uma resposta flutuante importante na direcção do vento.

3.3.2. RESPOSTA TRANSVERSAL

Apesar de não ser objecto de estudo do presente trabalho determinar a resposta de um edifício alto na direcção transversal, convém salientar aqui alguns aspectos importantes da resposta de edifícios altos nesta direcção. A resposta transversal dos edifícios altos, quando comparada com a resposta na direcção do vento, apresenta um comportamento bem mais complexo e ainda hoje não existem métodos analíticos generalizados e perfeitamente aceites para se calcular a resposta transversal de edifícios [46].

Como foi dito, em muitos casos o critério mais importante no projecto de edifícios altos pode ser precisamente a resposta transversal à acção do vento. Nos casos em que esta pode assumir de facto real importância, o recurso para determinação desta resposta tem sido o estudo de modelos aeroelásticos ensaiados em túneis de vento. Os resultados deficientes dos métodos analíticos de previsão da resposta transversal de estruturas muito altas devem-se à existência de diversos mecanismos de excitação intrinsecamente sobrepostos.

Segundo Ishizaki e Nishimura [24], a principal causa de vibrações devido ao vento em edifícios altos é o desprendimento de vórtices. A formação de vórtices alternadamente em lados opostos da estrutura dá azo ao desenvolvimento de uma acção na direcção perpendicular à direcção do vento. Se as frequências destes vórtices se aproximarem da frequência natural da estrutura podem ocorrer fenómenos dinâmicos importantes. A turbulência do escoamento torna a formação destes vórtices menos regular mas não diminui a sua intensidade, podendo mesmo aumentá-la. A vibração da estrutura pode também aumentar a “força” destes vórtices, e a frequência de formação destes pode

inclusivamente mudar a frequência de vibração da estrutura denominando-se este fenómeno de *lock-in* [18].

Cada vez que se dá a formação de um novo vórtice é gerada uma grande força perpendicular à direcção do vento contra a estrutura. Nesta medida, a formação mais ou menos alternada de vórtices em cada lado da estrutura induz nesta uma variação sensivelmente harmónica da carga.

Para uma dada forma da secção da estrutura, a frequência dos vórtices libertados de um dos lados do obstáculo, n_s , é proporcional à velocidade do escoamento e inversamente proporcional à largura da secção. Tal pode ser expresso de forma adimensional através no *número de Strouhal*, S_t , dado pela equação (3.8).

$$S_t = \frac{n_s \cdot b}{\bar{U}} \quad (3.8)$$

Onde, b é a largura da estrutura na secção perpendicular à direcção do vento e \bar{U} é a velocidade média do vento. O número de Strouhal varia com a forma da secção e, para secções circulares ou outras com formas arredondadas, varia com o número de Reynolds. Na Figura 3.14 apresentam-se alguns valores para o número de Strouhal para diferentes secções.



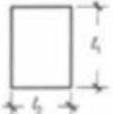
Direção do vento	Forma da secção	S_t
Qualquer	Círculo  $Re = 70\,000 \bar{V} d$ (\bar{V} sobre 10 min)	$10^3 \leq Re \leq 2 \times 10^6$ 0,20 $Re \geq 10^6$ 0,28 (interpol linearmente)
	Placa 	0,16 0,15
	Retângulo $l_1 / l_2 = 0,5$	0,15
	1,0	0,12
	1,5	0,09
	2,0	0,07
	2,5	0,07
	3,0	0,15
	4,0	0,13
	4,5	0,12

Figura 3.14 – Número de Strouhal para diferentes formas de secções transversais (Blessmann, 1990) [46].

3.3.3. AMORTECIMENTO

Pode entender-se por amortecimento a dissipação da energia associada ao movimento oscilatório de uma estrutura. O nível de amortecimento que uma estrutura possui é normalmente caracterizado pelo seu coeficiente de amortecimento, ξ , que influencia os níveis de aceleração e deslocamento que a mesma pode auferir. As soluções estruturais a adoptar para edifícios devem incorporar níveis de amortecimento que permitam à estrutura ter um bom desempenho ao nível da sua utilização.

A quantificação exacta do nível de amortecimento é difícil, pelo que o que se faz em projecto é estimar um valor baseado nas características gerais da estrutura projectada e nos padrões geralmente adoptados.

Na ausência de outros mecanismos de dissipação de energia, podemos encarar o amortecimento total de uma estrutura como sendo a soma de duas parcelas: o *amortecimento estrutural* e o *amortecimento aerodinâmico*.

3.3.3.1. Amortecimento estrutural

O amortecimento estrutural pode ser associado a três mecanismos fundamentais. O amortecimento devido às características do material dos elementos estruturais, o amortecimento gerado pela dissipação de energia nas juntas destes elementos e o amortecimento gerado por radiação de energia no solo através das fundações.

Quando a estrutura é recente, os elementos ainda estão com baixos níveis de fissuração. Porém o nível de fissuração deve ser controlado, e quando este atinge o seu limite, não existem mais mecanismos de dissipação de energia associados a este processo. Neste momento, a energia que outrora era consumida na formação de fissuras permanece agora no sistema estrutural, tendo que ser dissipada de outra forma.

Kawai (1992) aponta que quanto maior o amortecimento menor é o pico de deslocamentos por desprendimento de vórtices na resposta transversal. Valores nominais de cerca de 1% são apontados para o amortecimento de estruturas de aço, enquanto valores de cerca 2% são indicados para estruturas de betão armado [46] [13]. Em situações em que o amortecimento é de difícil estimativa, os valores mais baixos devem ser adoptados por serem conservativos.

3.3.3.2. Amortecimento aerodinâmico

Quando uma estrutura flexível sofre um carregamento aerodinâmico variável com o tempo, por efeito da acção do vento, pode propiciar ao aparecimento de uma força aerodinâmica originada pelos deslocamentos relativos entre a estrutura e a massa de ar circundante. O amortecimento aerodinâmico surge portanto com a interacção fluido-estrutura, isto é, forças geradas no escoamento que não estão em fase com o movimento. Tal fenómeno, aliado ao amortecimento estrutural influencia a estabilidade das oscilações.

Considerando o corpo da Figura 3.15, movendo-se na direcção da velocidade média do vento, \bar{U} , e com uma velocidade \dot{x} , ignorando os efeitos da turbulência pode dizer-se que a velocidade relativa entre o escoamento do ar relativamente ao corpo é $(\bar{U} - \dot{x})$. Para pequenos valores de \dot{x}/\bar{U} a equação 3.9 traduz a força de arrasto por unidade de comprimento da estrutura [17].

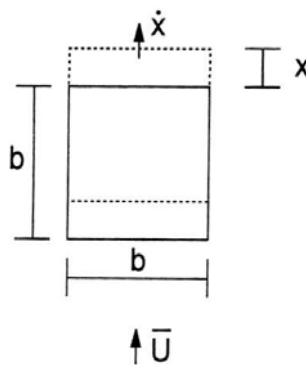


Figura 3.15 – Velocidade relativa entre um corpo prismático e o escoamento do vento (J. D. Holmes, 2001).

$$F = C_D \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho_a \cdot b \cdot (\bar{U} - \dot{x})^2 \cong C_D \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho_a \cdot b \cdot \bar{U}^2 \left(1 - \frac{2\dot{x}}{\bar{U}}\right) = C_D \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho_a \cdot b \cdot \bar{U}^2 - C_D \cdot \rho_a \cdot b \cdot \bar{U} \cdot \dot{x} \quad (3.9)$$

O segundo termo da equação é dependente da velocidade do corpo, \dot{x} , e representa uma forma de amortecimento pois uma vez transferido para o lado esquerdo da equação de movimento (equação 3.10), este combinar-se-á com o termo correspondente ao amortecimento estrutural, $c\dot{x}$, condicionando a resposta aerodinâmica. Na direcção longitudinal o amortecimento estrutural assume valores positivos contribuindo portanto, juntamente com o amortecimento estrutural, para redução dos efeitos dinâmicos. Mas, em certos casos, este pode vir a tornar-se negativo fazendo com que o amortecimento estrutural seja subtraído desta parcela, podendo com isso existir uma amplificação dos efeitos dinâmicos [18].

Uma das técnicas que podem ser usadas para avaliação do amortecimento aerodinâmico é a execução de ensaios aeroelásticos conhecendo-se de antemão os valores do amortecimento estrutural dos modelos. Assim, pode estimar-se o amortecimento aerodinâmico a partir de mudanças da componente em ressonância da resposta dinâmica.

3.3.4. AEROELASTICIDADE

Como se viu, a flexibilidade de algumas estruturas pode levar a que o movimento da própria estrutura conduza a forças aerodinâmicas adicionais. Em alguns casos, estas forças podem atingir valores tais que uma pequena perturbação inicial pode conduzir a um crescimento considerável da amplitude da vibração. Este fenómeno é conhecido por *instabilidade aerodinâmica* ou *aeroelasticidade*. Este é um assunto complexo e muitas vezes relacionado com a resposta transversal das estruturas. Este fenómeno é condicionado por três tipos de forças: forças aerodinâmicas, forças de inércia e forças elásticas [33].

3.3.4.1. “Lock-in”

No ponto 3.3.2 já foi feita referência ao fenómeno de desprendimento de vórtices em que a formação de vórtices alternadamente em lados opostos da estrutura pode conduzir ao desenvolvimento de uma acção na direcção perpendicular à direcção do vento. Quando a frequência de formação destes vórtices se aproxima da frequência de vibração da estrutura podem ocorrer fenómenos dinâmicos importantes. O fenómeno de *lock-in* acontece quando a vibração da estrutura é capaz de aumentar a “força” destes vórtices.

3.3.4.2. Galope (“Galloping”)

De um modo simples, o galope é caracterizado por um movimento oscilatório perpendicular à direcção do vento e em que a turbulência deste exerce uma influência muito importante tanto quantitativamente quanto qualitativamente.

Este fenómeno é causado pela mudança de direcção do vento devido ao movimento da estrutura e tem associado a si um amortecimento aerodinâmico negativo [17]. Este mecanismo aparece de maneira súbita quando a velocidade do vento atinge um valor chamado de *velocidade de disparo* (onset velocity). Esta velocidade varia de modo aproximadamente linear com o amortecimento estrutural e, para edifícios altos, geralmente situa-se em patamares elevados. No entanto, com a construção de estruturas cada vez mais flexíveis a velocidade de disparo tende a aproximar-se cada vez mais da velocidade de projecto. A velocidade de disparo é directamente proporcional à primeira frequência

natural da estrutura, pelo que aumentando a frequência fundamental desta é possível que se evite este fenómeno [13]. Ao contrário do que acontece no fenómeno de desprendimento de vórtices que ocorre para uma gama relativamente estreita de velocidades, neste fenómeno a amplitude de oscilação na direcção transversal tende a aumentar com o aumento da velocidade do vento [46]. A instabilidade por galope pode no entanto afectar a resposta de uma estrutura sujeita à acção do vento mesmo para velocidades abaixo da velocidade de disparo, isto porque a simples diminuição do amortecimento aerodinâmico reduz o amortecimento total, aumentando a resposta da estrutura a excitações transversais.

3.3.4.3. “Flutter”

Segundo [33], pode entender-se o fenómeno de “flutter” como um fenómeno de instabilidade dinâmica de um corpo elástico quando sujeito a grandes pressões nas faces laterais, em relação à direcção do escoamento. Este fenómeno ocorre sobretudo em estruturas que sejam vulneráveis a grandes deformações por torção ou por flexão na direcção do vento [18].

3.3.4.4. Divergência

A divergência é um fenómeno de instabilidade que ocorre em geral por torção, provocado pelo aumento de forças aerodinâmicas (ou momentos) decorrentes da deformação da estrutura ou da variação da direcção do escoamento. Este mecanismo leva a um afastamento entre o centro de torção da estrutura e o centro das forças aerodinâmicas. É o que acontece normalmente num edifício de planta não quadrada e de rigidez assimétrica, quando o vento muda de direcção [18] [33].

3.3.4.5. “Buffeting”

Nem todos os edifícios se encontram isolados, estando até, na maior parte dos casos, numa zona de grande densidade de estruturas. A existência destas estruturas pode, em certos casos, transformar um escoamento pouco turbulento do vento num conjunto menos aleatório de perturbações causadas de modo mais ou menos regular, pela formação de vórtices na passagem do escoamento por essas estruturas [18]. Pode entender-se que o fenómeno de “buffeting” é um fenómeno aeroelástico provocado numa estrutura que se encontra na vizinhança de outras devido à alteração das condições de escoamento introduzidas por estas. Este fenómeno tende a aumentar quanto mais próximas e alinhadas se encontram as estruturas.

3.5. ANÁLISE NO DOMÍNIO DA FREQUÊNCIA

3.5.1. BASES DA RESPOSTA DINÂMICA

Nos seus estudos, Davenport (1961, 1963, 1964) propôs uma aproximação para determinar as vibrações induzidas pelo vento em estruturas. Esta aproximação assume que as complexidades da natureza do vento são tais que nunca é possível de descrever, prever ou determinar as forças geradas pelas tempestades sobre as estruturas. A solução adoptada consiste em usar medidas como o desvio padrão, correlações e espectros para descrever as principais características das forças actuantes durante um dado escoamento do vento e a respectiva resposta da estrutura. Os espectros de potência são o principal parâmetro a ser considerado nesta aproximação e têm adjacente uma análise no *domínio da frequência* que é alternativamente conhecida neste caso como *aproximação espectral*.

A resposta em ressonância devida à excitação das frequências próprias de vibração da estrutura (*resonant response*) pode distinguir-se da resposta devida ao carácter turbulento da acção a que todas as estruturas estão sujeitas (*background response*), resposta de fundo. A resposta em ressonância pode não ocorrer se a capacidade de amortecimento da estrutura for suficientemente elevada, mas, a resposta de fundo devido ao carácter turbulento da acção existirá sempre [17] [2]. A Figura 3.16 pretende demonstrar o espectro de resposta de uma estrutura excitada dinamicamente pela acção do vento.

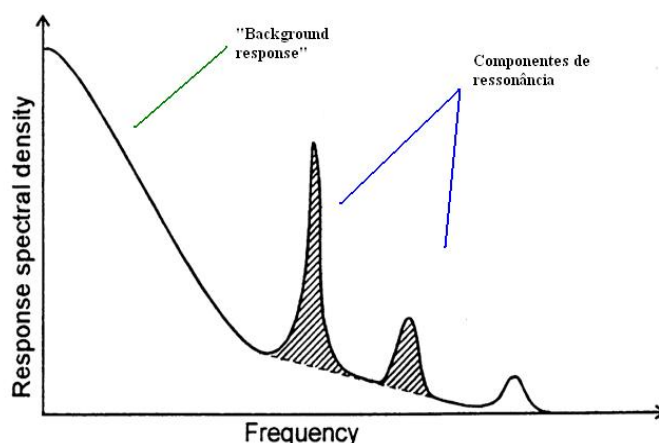


Figura 3.16 – Espectro de resposta para uma estrutura com componentes de ressonância importantes (adaptado de J.D. Holmes, 2001).

A área debaixo da totalidade da curva representa a resposta média quadrática da estrutura à parcela flutuante do vento. As respostas em ressonância nos primeiros dois modos de vibração encontram-se representadas pela área com preenchimento.

A resposta de fundo deve-se sobretudo à contribuição de frequências abaixo das frequências naturais de vibração e assumem uma grande importância na resposta da estrutura principalmente na direcção da acção do vento. A resposta em ressonância torna-se cada vez mais expressiva, e eventualmente preponderante, quando as estruturas são cada vez mais altas e as suas frequências naturais se tornam mais pequenas. Para valores de frequências inferiores a 1Hz a componente correspondente à ressonância pode tornar-se preponderante [17]. Mas, por exemplo, para as estruturas de suporte de linhas de alta tensão, apesar da sua frequência de vibração admitir valores inferiores a 1Hz estas possuem um grande amortecimento aerodinâmico (cerca dos vinte e cinco por cento superior ao amortecimento crítico), pelo que a componente devida à ressonância é muito amortecida e não se manifesta de modo preponderante [17].

Tal como descrito anteriormente, a velocidade do vento, as pressões e a resposta estrutural daí resultante são admitidas como um processo aleatório definido pela soma de uma componente média com uma componente variável ou flutuante ao longo do tempo.

A Figura 3.17 representa um esquema da aproximação espectral proposta por A. G. Davenport (1963). Pode constatar-se que o espectro de potência da resposta é obtido com base no espectro de forças aerodinâmicas, e este último obtido tendo por base o espectro de potência do vento. Estes três espectros permitem caracterizar a acção e a resposta da estrutura em função da frequência e a ligação entre eles é obtida por duas funções também elas dependentes da frequência: a *admitância aerodinâmica* e a *admitância mecânica*.

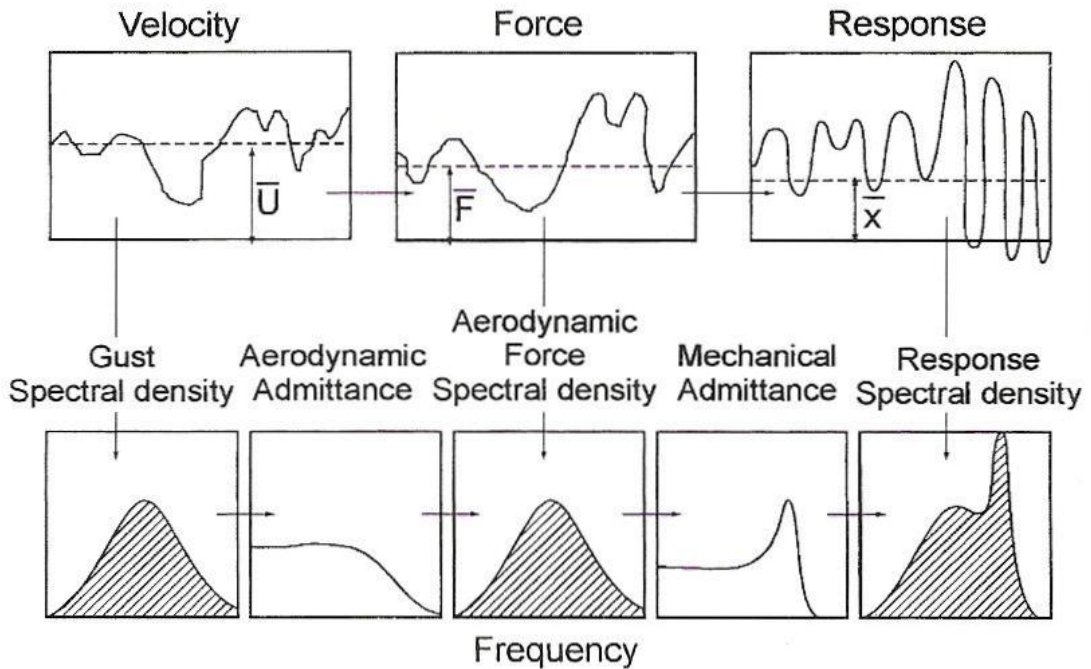


Figura 3.17 – Aproximação espectral (domínio da frequência) para determinação da resposta dinâmica de uma estrutura à acção do vento (Davenport, 1963) [17].

Com base na função de admitância aerodinâmica é possível obter o espectro de forças a partir do espectro de potência do vento enquanto a admitância mecânica possibilita a passagem do espectro de forças para o espectro de resposta em função da frequência. A primeira tem em conta as características aerodinâmicas da estrutura com a relação entre a dimensão da estrutura e a dimensão das perturbações (turbilhões) geradas no escoamento. A segunda tem em conta as características mecânicas da estrutura que permitem obter a resposta para as diferentes frequências perante a acção do vento. A hipótese de ressonância para estruturas com frequência natural de vibração baixa, e sensivelmente afectadas pela acção do vento, resultará num pico no espectro de resposta para esse valor de frequência (Figura 3.16).

3.5.2. RESPOSTA DE UM SISTEMA DE UM GRAU DE LIBERDADE NA DIRECÇÃO DA ACÇÃO DINÂMICA DO VENTO

Admitindo um sistema de um grau de liberdade representado na Figura 3.18, com constante de amortecimento, c , e com rigidez, k , sujeito a uma acção dinâmica, $D(t)$, a sua equação de movimento será dada por:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = D(t) \quad (3.10)$$

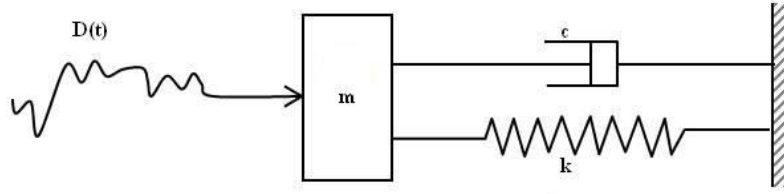


Figura 3.18 – Esquema de um sistema de um grau de liberdade sujeito a uma solicitação dinâmica.

Sendo $D(t)$ a força de arrasto ao longo do tempo e constituída pela soma de uma componente média, \bar{D} , com outra flutuante, \bar{D}' , é desenvolvido por Holmes (2001) que a relação entre a força flutuante de arrasto do vento em cada instante pode relacionar-se com as flutuações de velocidade de acordo com a equação 3.11 [17].

$$\bar{D}'^2 \cong C_D^2 \cdot \rho^2 \cdot \bar{U}^2 \overline{u'^2} \cdot A^2 = \frac{4\bar{D}^2}{\bar{U}^2} \cdot \overline{u'^2} \quad (3.11)$$

Tendo por base uma análise em termos de densidade espectral, onde S_D representa o espectro da força de arrasto e onde o espectro de potência das flutuações de velocidade é dado por S_u , partindo da equação 3.11, pode compreender-se que:

$$S_D(n) = \frac{4\bar{D}^2}{\bar{U}^2} \cdot S_u(n) \quad (3.12)$$

Partindo de uma análise estática linear, a relação entre a força de arrasto média e o deslocamento médio, \bar{X} , é função da rigidez da mola, tal como descrito na equação 3.13.

$$\bar{D} = k \cdot \bar{X} \quad (3.13)$$

Segundo o mesmo autor, a relação entre a função de densidade espectral dos deslocamentos relaciona-se com a função de densidade espectral das flutuações de velocidade de acordo com a equação 3.14. Onde $|H(n)|^2$ é a função de admitância mecânica, ou também chamada função de transferência, dada pela equação 3.15.

$$S_X(n) = \frac{1}{k^2} \cdot |H(n)|^2 \cdot \frac{4\bar{D}^2}{\bar{U}^2} \cdot S_u(n) \quad (3.14)$$

$$|H(n)|^2 = \frac{1}{\left[1 - \left(\frac{n}{n_1}\right)^2\right]^2 + 4\xi^2 \left(\frac{n}{n_1}\right)^2} \quad (3.15)$$

Onde ξ é a razão entre o coeficiente de amortecimento, c , e o coeficiente de amortecimento crítico.

Introduzindo na equação 3.14 a função de admitância aerodinâmica, $\chi^2(n)$, pelo facto de para grandes estruturas as flutuações de velocidade não ocorrerem simultaneamente em toda a sua área [17], e substituindo k de acordo com a equação 3.13, resulta finalmente que:

$$S_X(n) = \frac{4\bar{X}^2}{\bar{U}^2} \cdot |H(n)|^2 \cdot \chi^2(n) \cdot S_u(n) \quad (3.16)$$

A Figura 3.19 representa alguns registos experimentais para determinação da função de admitância aerodinâmica feitos por Vickery (1965). Uma expressão matemática que se ajusta aos registos é dada pela equação 3.17.

$$\chi(n) = \frac{1}{1 + \left[\frac{2 \cdot n \cdot \sqrt{A}}{\bar{U}}\right]^{4/3}} \quad (3.17)$$

Constate-se que a função tende para 1 para frequências baixas, facto que é compreensível pelo exposto em 3.3.1, uma vez que as rajadas com componente de frequência baixa tendem a percutir a sua acção em toda a face da estrutura. Para pequenas áreas, ou seja, estruturas de pequena dimensão, o valor da função tende na mesma para a unidade, uma vez que nestes casos existe também uma grande correlação das pressões actuantes.

Para grandes estruturas ou para frequências da acção mais elevadas tal já não acontece e as rajadas não surtem o seu efeito na totalidade da estrutura. Nestas condições, a função de admitância aerodinâmica tende para zero como se constata na Figura 3.19.

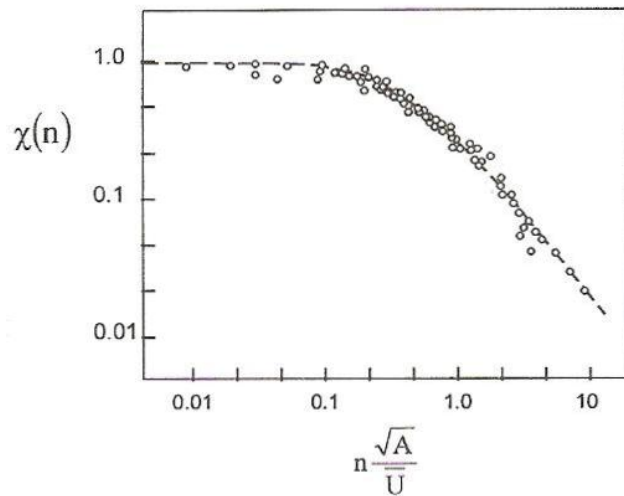


Figura 3.19 – Função de admitância aerodinâmica – medições à escala e expressão matemática aproximada (Vickery, 1965) [17].

A equação 3.16 relaciona o espectro de potência da resposta do sistema considerado com o espectro de potência das flutuações de velocidade do vento. É com base neste raciocínio que se desenvolveu o método descrito por muitos regulamentos para determinar a resposta na direcção longitudinal ao vento e denominado de “*Gust Loading Factor*”.

Para se obter a variância dos deslocamentos flutuantes, basta integrar a função de densidade espectral da resposta, dada pela equação 3.16, para todas as frequências. Assim, tem-se que:

$$\sigma_X^2 = \int_0^\infty S_X(n) \cdot dn = \int_0^\infty \frac{4\bar{X}^2}{\bar{U}^2} \cdot |H(n)|^2 \cdot \chi^2(n) \cdot S_u(n) \cdot dn \quad (3.18)$$

Separando numa componente de fundo, B , e noutra ressonante, R , segundo [17] pode dizer-se que:

$$\sigma_X^2 = \frac{4\bar{X}^2 \cdot \sigma_u^2}{\bar{U}^2} \int_0^\infty |H(n)|^2 \cdot \chi^2(n) \cdot \frac{S_u(n)}{\sigma_u^2} \cdot dn \cong \frac{4\bar{X}^2 \cdot \sigma_u^2}{\bar{U}^2} [B + R] \quad (3.19)$$

Onde,

$$B = \int_0^\infty \chi^2(n) \cdot \frac{S_u(n)}{\sigma_u^2} \cdot dn \quad (3.20)$$

E

$$R = \chi^2(n_1) \cdot \frac{S_u(n_1)}{\sigma_u^2} \int_0^\infty |H(n)|^2 \cdot dn \quad (3.21)$$

A aproximação feita na equação 3.19 parte do princípio que, para a banda de frequências do espectro de resposta correspondente do pico da parcela ressonante, as funções $\chi^2(n)$ são constantes e iguais ao valor correspondente a $\chi^2(n_1)$. Facilmente se compreende que se o pico for mais achatado esta aproximação não é muito correcta, mas por outro lado será uma aproximação razoável quando o pico da parcela ressonante ocupa uma banda estreita de frequências. Esta situação ocorre quando o amortecimento é baixo (Ashraf Ali and Gould, 1985) [17]. Pode ser demonstrado que o integral $\int_0^\infty |H(n)|^2$ é igual a $(\pi \cdot n_1 / 4\xi)$.

Uma análise semelhante para sistemas de vários graus de liberdade pode ser encontrada na bibliografia [42] [17]. Mas no que respeita ao campo de aplicação de alguma regulamentação, convém realçar que é normalmente considerado que na direcção longitudinal à acção do vento apenas o primeiro modo de vibração é condicionante para a resposta. Neste princípio e supondo uma análise modal as considerações aqui feitas para um sistema de um grau de liberdade permanecem válidas.

Convém realçar também que a resposta na direcção transversal não pode ser prevista deste modo, na medida em que é induzida pelo despertar de flutuações instáveis, o que não pode ser convenientemente expresso apenas em termos da turbulência incidente. Nesta direcção, os espectros da força actuante são normalmente obtidos com base na pressão medida em túneis de vento com recurso a modelos à escala. Num estudo recente e no que respeita à resposta de edifícios altos na direcção transversal, um grande número de edifícios e com configurações geométricas distintas foram sujeitos a ensaios à escala estando expostos a terrenos mais ou menos rugosos com vista à obtenção dos espectros de força actuante. Mais informação pode ser encontrada em [30].

3.5.3. FACTOR DE PICO DA RESPOSTA (GUST RESPONSE FACTOR)

Os termos “*gust loading factor*” e “*gust factor*” são conhecidos da engenharia do vento. Estes têm o mesmo significado, embora por vezes sejam aplicados à resposta e outras à solicitação aplicada na estrutura. O factor de rajada (*gust factor*) é normalmente aplicado à velocidade do vento e neste caso não é mais do que o quociente entre o valor máximo espectável para a velocidade do vento durante um determinado período de tempo e o valor médio desta mesma grandeza.

Fazendo uma analogia, pode entender-se por factor de pico da resposta, seja esta medida em termos de deslocamentos ou esforços, como sendo a razão entre a resposta máxima da estrutura para um determinado intervalo de tempo e a média da mesma grandeza para o mesmo intervalo considerado. Sendo g o factor de pico, dependente do intervalo de tempo para o qual se pretende a resposta e da gama de frequências da resposta, o factor de pico da resposta pode ser calculado de acordo com a equação (3.22).

$$G = \frac{\hat{X}}{\bar{X}} = 1 + g \frac{\sigma_x}{\bar{X}} = 1 + 2g \frac{\sigma_u}{\bar{U}} \sqrt{B + R} \quad (3.22)$$

Onde R e B representam as componentes de ressonância e fundo respectivamente. Derivantes desta expressão são usadas em muitos regulamentos para aproximações da carga dinâmica na direcção longitudinal do vento em estruturas. A aproximação normal consiste em calcular G para as coordenadas modais do primeiro modo de vibração da estrutura, a partir do qual todas as respostas, ou sejam esforços e deslocamentos, são calculadas. Segundo Holmes (2001), esta aproximação resulta relativamente bem para os efeitos de carga em algumas estruturas, tais como momentos na base de um edifício alto.

Partindo do princípio que a resposta na direcção longitudinal ao vento tem uma distribuição próxima de uma distribuição Gaussiana, Davenport (1964) admite que o factor de pico é dado pela equação (3.23), onde ν é a frequência efectiva da resposta conservativamente igual à frequência natural da estrutura e T é o intervalo de tempo para o qual o valor máximo pretende ser determinado.

$$g = \sqrt{2 \ln(\nu T)} + \frac{0,577}{\sqrt{2 \ln(\nu T)}} \quad (3.23)$$

4

ANÁLISE COMPARATIVA DA
REGULAMENTAÇÃO UTILIZADA

4.1. INTRODUÇÃO

Para melhor compreensão do caso de estudo que se analisou, apresentam-se neste capítulo algumas considerações acerca dos dois regulamentos utilizados, o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (R.S.A.) [38], por ser o regulamento vigente em Portugal, e o Eurocódigo 1 - parte 1-4 (EC1) [15], visto a sua implementação a nível europeu ser uma realidade próxima. Este capítulo destina-se portanto a organizar uma síntese das metodologias propostas por cada regulamento no que respeita à consideração de efeitos devidos ao vento sobre edifícios bem como à elaboração de uma análise comparativa entre estes.

4.2. REGULAMENTO DE SEGURANÇA E ACÇÕES PARA ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS E PONTES

4.2.1. ZONAMENTO DO TERRITÓRIO

O R.S.A. admite a diferenciação do território em duas zonas – zona A e zona B. Para esta diferenciação o regulamento fundamentou-se na análise dos registos meteorológicos existentes que permitiu atribuir àquelas zonas, para a mesma probabilidade de ocorrência, intensidades do vento suficientemente diferenciadas.

Quadro 4.1 – Zonamento do território

Zonamento do Território	
Zona A	A generalidade do território, excepto as regiões pertencentes a zona B.
Zona B	Açores e Madeira. Faixa costeira numa extensão de 5 km Locais com altitude superior a 600m. Locais situados na zona A, sujeitos a uma exposição ao vento particularmente desfavorável.

4.2.2. RUGOSIDADE AERODINÂMICA DO SOLO

O R.S.A. propõe a diferenciação da rugosidade do solo em dois tipos, rugosidade do tipo I e rugosidade do tipo II. Segundo este documento a variação da velocidade em altura depende fortemente das dimensões e da distribuição dos obstáculos existentes no solo que afectam o escoamento do ar na sua vizinhança. Note-se que a consideração apenas de dois tipos de rugosidade é um pouco esquemática mas resulta da dificuldade de caracterizar objectivamente a multiplicidade das situações

que podem ocorrer. Isto porque a atribuição da rugosidade ao solo em que se localiza a construção poderá depender da direcção do vento.

Quadro 4.2 – Distinção entre os dois tipos de rugosidade do terreno considerados pelo R.S.A.

Rugosidade aerodinâmica do terreno	
Tipo I	Locais situados no interior de zonas urbanas em que predominem edifícios de médio e grande porte.
Tipo II	Restantes locais: zonas rurais e periferia de zonas urbanas.

Mais adiante é apresentada para cada um dos tipos de rugosidade a respectiva lei de variação da velocidade em função da altura. Mas, desde já se compreende que estando associada uma maior rugosidade relativa ao tipo I menor será a velocidade do vento e menor será a pressão dinâmica exercida por este.

4.2.3. QUANTIFICAÇÃO DA ACÇÃO DO VENTO

A acção que o vento exerce sobre as estruturas depende da grandeza e distribuição da velocidade do vento e das características destas, sendo, portanto, necessário definir os valores característicos e reduzidos da velocidade do vento em função da altura acima do solo.

4.2.3.1. Velocidade média do vento

A velocidade média do vento é definida em função da altura acima do solo e é referida a intervalos de tempo de 10 minutos. A variação da velocidade média característica do vento é dada pela equação 4.1.

$$v = v_0 \left(\frac{h}{h_0} \right)^{\frac{1}{\alpha}} \quad (4.1)$$

Em que h_0 é a altura em que se deixa de sentir a influência da rugosidade do solo, v_0 a velocidade do vento correspondente à altura h_0 , α é um parâmetro que depende da rugosidade do solo e v a velocidade em m/s.

Note-se que v_0 é igual a 18 m/s para solos de rugosidade do tipo I e igual a 25 m/s para solos do tipo II onde $1/\alpha$ toma o valor de 0,28 e de 0,20 para solos de rugosidade do tipo I do tipo II, respectivamente. Dada a imprecisão da definição das velocidades do vento na vizinhança imediata do solo, deve-se admitir um valor constante da velocidade do vento de 20 m/s até a uma altura de 15 m em solos de rugosidade tipo I, e de 25 m/s para alturas até 10 m em solos de rugosidade tipo II. Para o caso de estruturas identicamente solicitadas pelo vento qualquer que seja o rumo deste (como, por exemplo estruturas com simetria de revolução), os valores da velocidade do vento a considerar devem ser obtidos multiplicando por $\sqrt{1,3}$ os valores obtidos pela equação 4.1, o que corresponde a um acréscimo de cerca 14% em relação aos valores característicos. Para ter em consideração as flutuações da velocidade resultantes da turbulência do escoamento, na expressão corresponde à velocidade média do vento, apresentada em (4.1), o R.S.A. prevê a adição de uma parcela de valor constante e igual a 14m/s independentemente do tipo de rugosidade.

4.2.3.2. Influência da zona na velocidade do vento

Tendo por base as duas zonas especificadas anteriormente, o RSA considera valores para a velocidade média do vento que na zona B se obtêm aumentando em 10% os correspondentes valores na zona A. O quadro 4.3 apresenta um resumo dos valores característicos da velocidade média do vento a considerar para cada zona e para cada tipo de rugosidade.

Quadro 4.3 – Valores característicos da velocidade média do vento

		Zona A		Zona B	
		Rugosidade Tipo I	Rugosidade Tipo II	Rugosidade Tipo I	Rugosidade Tipo II
Altura (m)	≤10	$v_a = 20+14 \text{ m/s}$	$v_a = 25+14 \text{ m/s}$		
	$10 < h \leq 15$	$v_a = 20+14 \text{ m/s}$			
	>15	$v_a = 18 \left(\frac{h}{10} \right)^{0.28} + 14$	$v_a = 25 \left(\frac{h}{10} \right)^{0.20} + 14$	$v_b = 1,1 v_a$	$v_b = 1,1 v_a$

4.2.3.3. Altura acima do solo a considerar no caso de terrenos inclinados

A determinação da altura a considerar depende da orografia do terreno envolvente. Se o local de implantação do edifício em estudo tiver uma cota constante, a altura a considerar é a altura do próprio edifício. No caso de edificações implantadas em terrenos inclinados, ou na sua vizinhança, a altura acima do solo a considerar deve ser determinada a partir da linha a tracejado da Figura 4.2. No caso de ser $\text{tg } \theta \leq 0,3$ o nível de referência coincide com o próprio terreno.

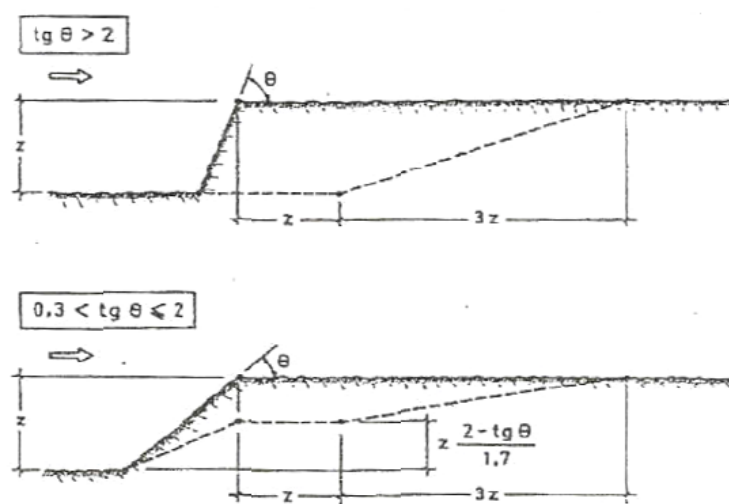


Figura 4.2 – Altura acima do solo a considerar no caso de terrenos inclinados de acordo com o R.S.A. [38]

4.2.4. DETERMINAÇÃO DOS EFEITOS DA ACÇÃO DO VENTO

Para determinação da acção do vento sobre os edifícios o R.S.A. baseia-se num método simplificado que consiste na aplicação de uma pressão estática na superfície da estrutura. A pressão estática é obtida multiplicando a pressão dinâmica do vento, w_k , função da velocidade do vento, pelos adequados coeficientes de forma, que caracterizam as formas aerodinâmicas da estrutura. A

conjugação destes dois factores, através da equação (4.2), traduz o valor da pressão do vento nas fachadas da estrutura e ao longo da altura desta.

$$p = w_k * \delta \quad (4.2)$$

Em que:

p - Pressão estática do vento.

w_k - Pressão dinâmica devida ao vento.

δ - Coeficiente de forma.

Importa aqui realçar que este processo não conduz a resultados correctos quando a estrutura é flexível ao ponto de ser excitada dinamicamente pelo escoamento e, portanto, ela própria alterar o escoamento gerando uma interacção fluido-estrutura difícil de quantificar. Porém, sendo a única metodologia descrita no R.S.A., vão ser calculadas as acções devidas ao vento com base nesta metodologia e posteriormente comparados os resultados com os obtidos através do EC1. Apesar deste último também calcular as acções com base em cargas estáticas equivalentes apresenta, no entanto, um factor estrutural como forma de contemplação de fenómenos dinâmicos.

4.2.4.1. Pressão dinâmica do vento

A pressão dinâmica do vento é dada pela equação 4.3, fazendo na equação 3.3, descrita no ponto 3.1, $\frac{\gamma}{g} = 1,225 kg/m^3$.

$$w_k = 0,613 * v^2 \quad (4.3)$$

Onde v é a velocidade expressa em m/s e w_k é obtido em N/m². Para a determinação dos valores característicos da pressão dinâmica do vento, w_k , em função da altura, o R.S.A. apresenta um gráfico (Figura 4.3) através do qual podem ser determinados os valores da pressão dinâmica para uma zona do tipo A. Os valores correspondentes a uma zona do tipo B devem ser obtidos multiplicando por 1,2 os valores indicados para a zona A. Isto explica-se pelo facto da velocidade da zona B ser em média 10% superior à da zona A, o que se traduz num acréscimo da pressão dinâmica na zona B de 20% relativamente à pressão dinâmica da zona A, já que o valor da velocidade surge na expressão 4.3 com um expoente igual a dois.

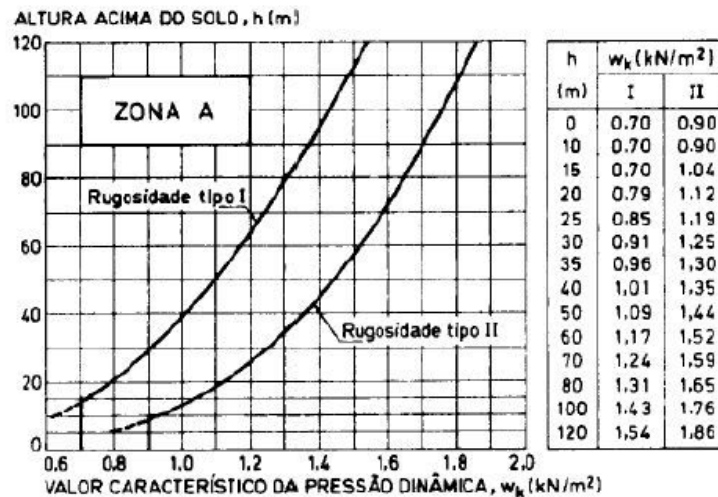


Figura 4.3 - Valores característicos da pressão dinâmica, w_k (kN/m^2) para a zona A em função da altura. [38]

Sendo o perfil de velocidades constante para alturas $h < 15\text{m}$ e $h < 10\text{m}$, para terrenos com rugosidade do tipo I e tipo II respectivamente, facilmente se compreende que a pressão dinâmica para estes valores de altura também o será. A razão deste procedimento na vizinhança imediata do solo, ou seja, até alturas da ordem de grandeza das alturas médias dos obstáculos que caracterizam a macrorugosidade do terreno, deve-se à imprecisão da definição das velocidades do vento para estas alturas.

Segundo este regulamento, os valores reduzidos da pressão dinâmica do vento deverão ser obtidos através dos seguintes coeficientes: $\Psi_0=0,4$; $\Psi_1=0,4$; $\Psi_2=0,4$. Dependendo da tipologia do edifício o valor de Ψ_0 pode ser de 0,6.

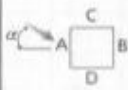
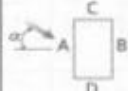
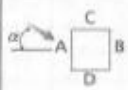
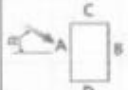
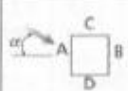
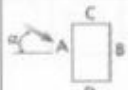
4.2.4.2. Coeficientes de Forma

Tal como discutido no capítulo 2, os coeficientes de forma subdividem-se em coeficientes de pressão (exterior e interior) e coeficientes de força. Os coeficientes de pressão, permitem determinar a pressão perpendicularmente exercida pelo vento sobre uma determinada superfície do edifício de acordo com a equação 4.2. A força actuante numa superfície será dada pelo produto da pressão exercida pela respectiva área. A força resultante da acção do vento é obtida através do somatório das forças (interiores e exteriores) aplicadas a cada superfície considerada.

Os coeficientes de força permitem determinar directamente a força resultante das pressões do vento sobre uma determinada estrutura ou parte dela de acordo com a equação 4.4.

$$F = w_k \cdot d_f \cdot A \quad (4.4)$$

Onde F é a força resultante, d_f o coeficiente de força e A a área considerada. O R.S.A. apresenta no seu anexo I, os coeficientes de forma para as situações mais correntes. A Figura 4.4 apresenta o caso dos coeficientes de pressão exterior para fachadas de edifícios.

Coeficientes de pressão δ_{pe} para paredes							
Relações geométricas do edifício (*)		Planta	Direcção do vento α (graus)	Acções globais sobre as superfícies			
$\frac{h}{b}$	$\frac{a}{b}$			A	B	C	D
$\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$	$1 < \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$		0	+0,7	-0,2	-0,5	-0,5
			90	-0,5	-0,5	+0,7	-0,2
	$\frac{3}{2} < \frac{a}{b} \leq 4$		0	+0,7	-0,25	-0,6	-0,6
			90	-0,5	-0,5	+0,7	-0,1
$\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$	$1 < \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$		0	+0,7	-0,25	-0,6	-0,6
			90	-0,6	-0,6	+0,7	-0,25
	$\frac{3}{2} < \frac{a}{b} \leq 4$		0	+0,7	-0,3	-0,7	-0,7
			90	-0,5	-0,5	+0,7	-0,1
$\frac{3}{2} < \frac{a}{b} \leq 4$	$1 < \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$		0	+0,8	-0,25	-0,8	-0,8
			90	-0,8	-0,8	+0,8	-0,25
	$\frac{3}{2} < \frac{a}{b} \leq 4$		0	+0,7	-0,4	-0,7	-0,7
			90	-0,5	-0,5	+0,8	-0,1

(*) h representa a altura do edifício; a e b representam, respectivamente, a maior e a menor dimensão em planta.

Figura 4.4 - Valores dos coeficientes de pressão exterior para fachadas de edifícios.[38]

4.3. EUROCÓDIGO 1: ACÇÕES EM ESTRUTURAS – PARTE 1-4: ACÇÕES GERAIS – ACÇÃO DO VENTO

O Eurocódigo 1 – Parte 1-4 (EC1) fornece os valores característicos das acções do vento seja para a globalidade da estrutura, seja para partes desta (por exemplo paredes e telhados) ou para elementos ligados à própria estrutura (por exemplo chaminés).

A base de cálculo assenta num modelo utilizando um *factor de pico*. O princípio deste modelo é que a acção máxima do vento numa análise estática ou a resposta dinâmica de uma estrutura, podem ser descritas pela soma de uma componente media, componente constante da acção, a uma componente turbulenta, não constante. O desenvolvimento deste modelo de cálculo e a sua promoção é atribuído a Davenport, tal como descrito no capítulo anterior.

A acção do vento calculada segundo o EC1 fornece valores característicos, que são determinados a partir de valores base da velocidade do vento e da pressão do vento. Esses valores base são correspondentes a uma probabilidade de excedência anual de 2%, que é equivalente a um período de retorno de 50 anos (período de retorno $= \frac{1}{P_{\text{excedência}}}$); o período de retorno (R) correspondente a um

valor genérico U de uma variável aleatória sendo definido como o número de amostras que é necessário considerar, em média, para que se registre uma amostra com valor superior a U .

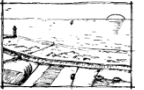




O efeito do vento na estrutura depende do tamanho, forma e propriedades dinâmicas da mesma. A resposta da estrutura deve ser calculada a partir da pressão da velocidade de pico (q_p) a uma altura de referência e num campo de vento constante. Deve também ter em consideração os coeficientes de pressão e/ou de força e apreciação da contribuição de um factor estrutural, c_{scd} .

No que a seguir se descreve são feitas várias referências ao Anexo Nacional. No entanto este documento, característico de cada país, não está ainda aprovado em Portugal. A versão estudada e exposta neste documento do Eurocódigo 1 é uma versão provisória susceptível de poder vir a ser alterado no futuro.

4.3.1. CLASSIFICAÇÃO DO TERRENO POR CATEGORIAS

O Eurocódigo 1 assenta a caracterização e distinção da classe dos terrenos no que respeita a sua rugosidade de acordo com cinco categorias diferentes. O quadro 4.4 apresenta a distinção entre cada uma destas categorias.

Quadro 4.4 – Classificação do terreno por categorias de acordo com o EC1.

Categorias do terreno		
Categoria 0	Mar ou área costeira exposta a mar aberto.	
Categoria I	Lagos ou áreas com vegetação desprezável e sem obstáculos.	
Categoria II	Área com vegetação rasteira como relva e obstáculos isolados (ex: árvores, edifícios de pequeno porte) separados de pelo menos vinte vezes as alturas dos respectivos obstáculos.	
Categoria III	Área coberta regularmente por vegetação ou edifícios ou com obstáculos isolados separados no máximo de vinte vezes as alturas dos respectivos obstáculos (ex: aldeias, terreno suburbano, florestas perseverantes).	
Categoria IV	Área em que pelo menos 15% da superfície é coberta por edifícios cuja altura média ultrapassa os 15m.	

4.3.2. VALORES DE BASE

O valor fundamental da velocidade base do vento, $v_{b,0}$, é definido como sendo o valor médio da velocidade medido para um intervalo de tempo de 10 minutos com um risco anual de ser excedida de 0,02, e para 10m acima do nível do solo num terreno de categoria II.

A velocidade base do vento, v_b , é descrita nesta norma como sendo o seu valor fundamental, $v_{b,0}$, multiplicado pelo factor direccional do vento, c_{dir} , e pelo factor referente à época do ano, c_{season} . A principal razão da existência deste último factor prende-se com a necessidade de caracterização das acções do vento em estruturas temporárias ou na sua fase de construção. Os valores destes coeficientes devem ser dados no anexo nacional sendo o valor recomendado para ambos os factores de 1,0.

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (4.5)$$

Em algumas situações é vantajoso considerar uma velocidade fundamental com uma probabilidade de excedência anual, p , diferente de 0,02. O método usado pelo EC1 é fundamentado no tratamento estatístico de dados recolhidos na Europa relativamente a pressões do vento. A velocidade base é então obtida multiplicando a equação (4.5) por um factor probabilístico, c_{prob} , dado por (4.6) e dependente da probabilidade pretendida. K e n são parâmetros que devem ser quantificados no respectivo anexo nacional e cujos valores recomendados são 0,2 e 0,5, respectivamente.

$$c_{prob} = \left(\frac{1 - K \cdot \ln(-\ln(1 - p))}{1 - K \cdot \ln(-\ln(0,98))} \right)^n \quad (4.6)$$

4.3.3. VELOCIDADE MÉDIA DO VENTO

Este parâmetro é definido como sendo a velocidade média do vento para um intervalo de tempo de 10 minutos para uma altura acima do solo apropriada ao tipo de solo em consideração.

A variação da velocidade média do vento com a altura acima do solo, $v_m(z)$, depende da rugosidade e da orografia do terreno bem como da velocidade base do vento. O Eurocódigo propõe a equação 4.7 para o cálculo desta velocidade.

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (4.7)$$

Onde $c_r(z)$ é o factor de rugosidade do terreno e $c_0(z)$ é o factor orográfico. O factor de rugosidade, $c_r(z)$, tem em conta a influência da rugosidade da superfície do solo no perfil vertical da velocidade do vento e é obtido pela equação 4.8.

$$\begin{aligned} c_r(z) &= k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{para} & \quad z_{min} \leq z \leq z_{max} \\ c_r(z) &= c_r(z_{min}) & \text{para} & \quad z \leq z_{min} \end{aligned} \quad (4.8)$$

Onde k_r é o factor do terreno, dado por:

$$k_r = 0,19 \left(\frac{z_0}{z_{min}} \right)^{0,07} \quad (4.9)$$

O EC1 limita o valor da altura de rugosidade, z_0 , e da altura mínima, z_{min} . Os valores recomendados encontram-se tabelados nesta norma de acordo com as cinco categorias de terreno por esta admitidas e apresentam-se no quadro 3.5, sendo o valor de $z_{máx}$ de 200m.

Quadro 4.5 – Valores da altura de rugosidade e altura mínima de acordo com o EC1.

	Categoria 0	Categoria I	Categoria II	Categoria III	Categoria IV
$z_0 (m)$	0,003	0,01	0,05	0,3	1
$z_{min} (m)$	1	1	2	5	10

A categoria de rugosidade do terreno que deve ser usada para uma dada direcção do vento depende da distância em que essa rugosidade é constante, designada por *distância de referência* (pequenas áreas que apresentem rugosidade do terreno diferente podem ser ignoradas), e compreendida num sector angular de 15° para cada lado da direcção do vento fixada. A distância de referência deve ser especificada no anexo nacional e em caso de escolha entre duas ou mais categorias de terreno deve optar-se pela área correspondente à menor rugosidade.

O factor orográfico tem em consideração a existência de montanhas, colinas ou falésias, quando a sua existência se traduz num incremento da velocidade do vento em mais de 5%. O regulamento indica que o procedimento para determinar este factor deve ser dado no anexo nacional de cada país, deixando no entanto uma proposta detalhada para a sua determinação no seu anexo A.3. Não obstante, os efeitos de orografia podem ser menosprezados quando a encosta teórica (declive médio do terreno) a montante for inferior a 3°. O declive desta encosta teórica é definido como o declive do traçado médio da encosta real, para uma distância igual a dez vezes a máxima altura da perturbação orográfica detectada no terreno.

Apesar de geralmente este não ser um problema dos edifícios altos importa referir, nesta fase de análise da norma, que na consideração dos efeitos do vento para estruturas de edifícios mais baixas deve ser tido em conta que estas podem ser afectadas por ventos fortes conduzidos para junto do solo devido à existência de estruturas vizinhas mais e altas. O anexo A.4 do Eurocódigo propõe um procedimento para ter em conta estes efeitos nas estruturas.

4.3.4. TURBULÊNCIA DO VENTO

Segundo J.N.Cook [11], pelo facto do desvio padrão da turbulência junto ao solo ser relativamente constante com a altura, a EN 1991-1-4 adopta simplificadamente um modelo onde a intensidade da turbulência, I_V , decresce com a altura na proporção inversa do crescimento da velocidade média do vento entre as alturas z_{min} e z_{max} , e onde esta toma um valor constante para alturas inferiores a z_{min} . A componente turbulenta da velocidade do vento é caracterizada por um desvio padrão σ_v . A expressão recomendada pelo EC1 é apresentada na equação 4.10.

$$I_V(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_o(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{para } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (4.10)$$

$$I_V(z) = I_V(z_{min}) \quad \text{para } z < z_{min}$$

O valor recomendado para o factor de turbulência, k_I , é de 1,0, mas este valor pode ser alterado de acordo com o anexo nacional de cada país. J.N.Cook [11] propõe um melhor equilíbrio de valores de k_I dados pela Figura 4.5, onde k_I é também função da altura. A Figura 4.6 mostra a evolução da

intensidade de turbulência em função da altura para as diferentes categorias do solo, usando os valores recomendados pelo Eurocódigo para k_I e c_0 .

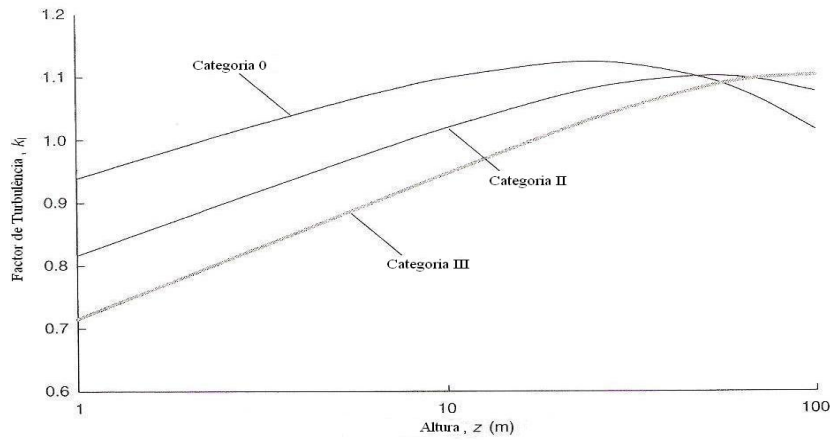


Figura 4.5 – Valores de equilíbrio para o factor de turbulência [11].

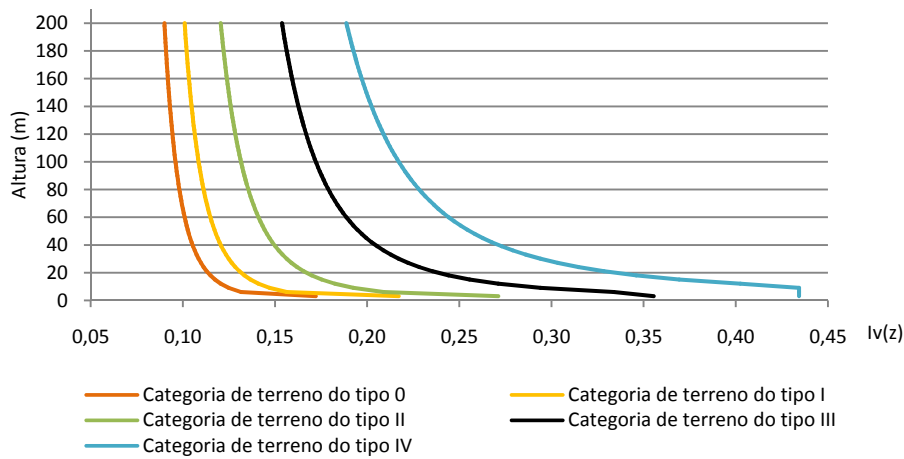


Figura 4.6 – Perfis de intensidade de turbulência de acordo com o EC1.

4.3.5. PRESSÃO DINÂMICA PARA A VELOCIDADE DE PICO

O princípio de cálculo do EC1 para a pressão dinâmica do vento baseia-se no método do “*gust loading factor*”, isto é, assume que a resposta da estrutura pode ser obtida através de soma de uma componente média a uma componente flutuante, sendo esta última componente expressa através uma factor de pico, g [11] [1]. Nesta situação a velocidade de pico pode ser dada por:

$$\hat{v} = v_m(z) + g(t) \cdot \sigma_u(z) = v_m(z)[1 + g(t) \cdot I_v(z)] \quad (4.11)$$

Como visto no capítulo 3, a pressão dinâmica do vento é dada por $\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v(z)^2$. Sendo q_p a pressão de pico, substituindo vem que:

$$q_p(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot \hat{v}(z)^2 = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m(z)^2 \cdot [1 + 2 \cdot g(t) \cdot I_v(z) + g(t)^2 \cdot I_v(z)^2] \quad (4.12)$$

O valor da última componente da equação 4.12 é muito pequeno quando comparado com os restantes, pelo que o EC1 sugere a equação 4.13 para a determinação da pressão dinâmica do vento para a velocidade de pico.

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m(z)^2 = c_e(z) \cdot q_b \quad (4.13)$$

Onde ρ é a densidade do ar, que depende da altitude, temperatura e pressão barométrica (o valor recomendado é de 1.25 Kg/m³). q_b é a pressão para a velocidade base dada pela equação 4.14.

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (4.14)$$

$c_e(z)$ é o factor de exposição dado por:

$$c_e = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad (4.15)$$

A constante de 7 apresentada na equação 4.13 corresponde a 2. $g(t)$, onde $g(t)$ é o factor de pico admitido igual a 3,5 para um período médio de 10min.

4.3.6. ACÇÃO DO VENTO

4.3.6.1. Pressão do vento em superfícies

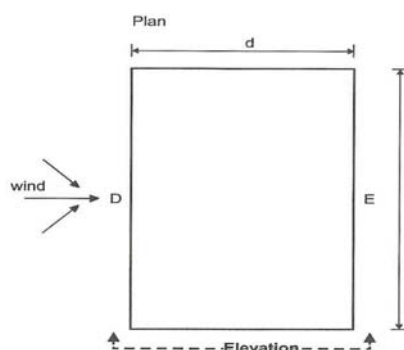
As pressões do vento actuates nas superfícies exteriores, w_e , são obtidas pela multiplicação de um coeficiente de pressão exterior, C_{pe} , pela pressão dinâmica para a velocidade de pico, q_p , numa determinada altura de referência z_e , de acordo com a equação 4.16.

$$w_e = q_p(z_e) \cdot C_{pe} \quad (4.16)$$

Do mesmo modo, as pressões actuates nas superfícies interiores, w_i , são obtidas multiplicando um coeficiente de pressão interior, C_{pi} , pela pressão dinâmica para a velocidade de pico, q_p , numa determinada altura de referência z_i . A pressão actuante numa dada superfície será dada pela diferença entre a pressão exterior e interior, tendo em conta os sinais. A altura de referência a adoptar bem como os coeficientes de pressão exterior e interior para diferentes estruturas são recomendados na *Secção 7* do EC1.

Segundo esta norma e no que respeita a edifícios, o coeficiente de pressão exterior depende da dimensão da área onde é aplicada a acção do vento. Os valores do coeficiente de pressão exterior para áreas carregadas menores que 1 m² ($C_{pe,1}$) e maiores que 10 m² ($C_{pe,10}$) são fornecidos em tabelas para as conFigurações dos edifícios apropriadas. O quadro 4.6 apresenta os valores recomendados para os coeficientes de pressão exterior nas faces de barlavento e sotavento para paredes verticais de edifícios rectangulares em planta, e a Figura 4.7 ilustra a altura de referência z_e a considerar para ao mesmo tipo de estruturas na face de barlavento.

Quadro 4.6 - Coeficientes de pressão exterior para paredes verticais de edifícios rectangulares em planta



Zona	D		E	
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	+0,8	+1,0	-0,7	
1	+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	+0,7	+1,0	-0,3	

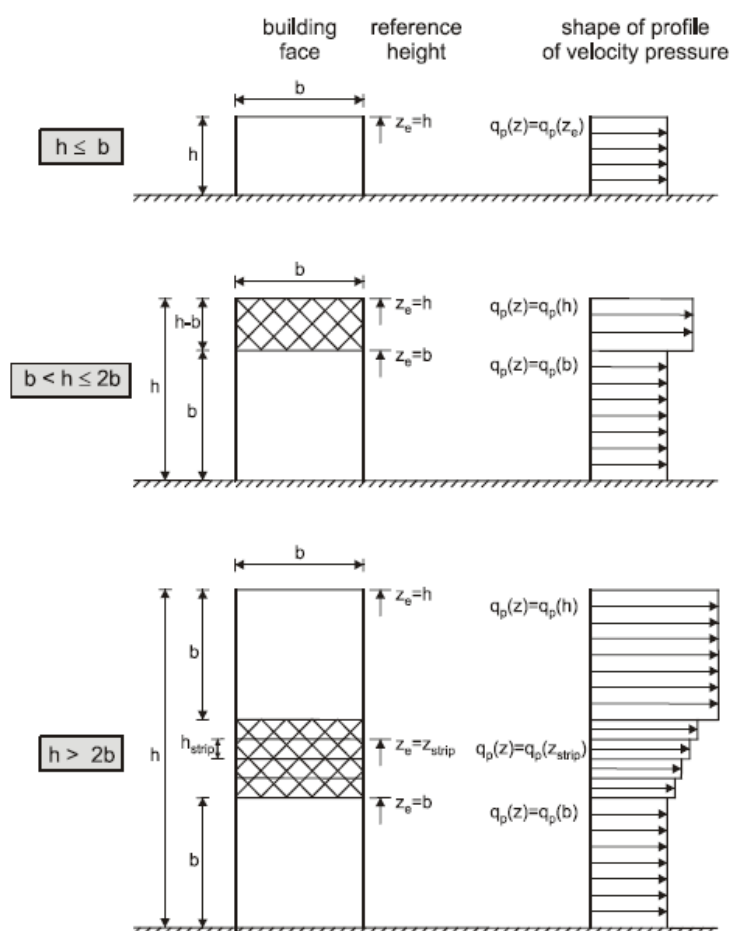


Figura 4.7 – Altura de referência e correspondente perfil de pressões na face de barlavento [15]

4.3.6.2. Força do vento

Tal como no R.S.A., as forças do vento actuantes na totalidade da estrutura, ou numa componente estrutural, podem ser determinadas directamente por meio de coeficientes de força apropriados à totalidade da estrutura, ou pelo somatório vectorial de forças em elementos da estrutura. Indirectamente, podem também ser determinadas pelo somatório das componentes de pressão e tensões de fricção actuantes na estrutura.

De acordo com os coeficientes de força, a força do vento pode ser obtida por intermédio da equação 4.17 ou 4.18.

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} \quad (4.17)$$

$$F_w = c_s c_d \cdot \sum_{\text{elementos}} c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} \quad (4.18)$$

Onde $c_s c_d$ é o factor estrutural discutido no ponto 4.3.7 e c_f é o coeficiente de força para a estrutura ou elemento estrutural em análise, calculado de acordo com a *Secção 7* do EC1. A força do vento obtida pelo somatório das componentes da pressão exterior e interior bem como forças de fricção é dada pela 4.19.

$$F_w = c_s c_d \cdot \sum_{\text{superfícies}} (w_e \cdot A_{ref}) + \sum_{\text{superfícies}} (w_i \cdot A_{ref}) + c_{fr} \cdot q_p(z) \cdot A_{fr} \quad (4.19)$$

Onde A_{fr} é a área de fricção e c_{fr} , o coeficiente de fricção. Todos os outros coeficientes têm o mesmo significado do já anteriormente referido.

As forças de fricção apenas actuam nas superfícies paralelas ao vento e são pequenas quando comparadas com as forças de pressão, pelo que apenas se tornam significativas quando a área das superfícies paralelas ao escoamento é considerável. A EN 1991-1-4 enuncia que, os efeitos de fricção nas superfícies podem ser dispensadas quando a área de todas as superfícies paralelas ao escoamento do vento (ou que fazem o menor ângulo com este) é igual ou menor do que 4 vezes a área de todas as superfícies exteriores perpendiculares ao escoamento.

É importante realçar também que os efeitos dinâmicos e efeitos relacionados com a dimensão da estrutura devido ao factor estrutural, $c_s c_d$, são restritos às componentes exteriores, porque a norma assume que as pressões interiores e as forças de fricção são valores estáticos que estão totalmente distribuídos ao longo das superfícies. De acordo com J.N.Cook em [11], esta consideração é correcta no que respeita a pressões interiores, que dependem do volume interior, mas não muito correcta no que respeita às forças de fricção. Isto porque, se este factor tem em conta as flutuações das pressões normais às superfícies, devido às rajadas do vento não actuarem simultaneamente ao longo de uma grande superfície, então, os efeitos de fricção causados por essas mesmas rajadas também não actuarão em simultâneo.

4.3.7. FACTOR ESTRUTURAL

O factor estrutural, $c_s c_d$, tem em conta o efeito combinado da:

- Não ocorrência simultânea das pressões de pico do vento sobre as fachadas da estrutura, geralmente chamado de *efeito de dimensão* (*size factor*, c_s); e
- Vibração da estrutura no seu modo fundamental devido a acção da turbulência, vulgarmente denominada de *resposta dinâmica* (*dynamic factor*, c_d).

O Eurocódigo define um número de situações para as quais o valor do factor estrutural pode ser assumido como unitário, evitando o processo detalhado de cálculo. Estas situações correspondem a

pequenas estruturas, ou elementos estruturais, para os quais o efeito de dimensão e o efeito dinâmico são ambos pequenos. No caso de estruturas que não é adequado a consideração directa deste factor com o valor unitário, este pode ser obtido com base em dois procedimentos distintos especificados na norma. No seu anexo D, o EC1 fornece também valores indicativos deste factor para diferentes tipos de estruturas em função das características das mesmas. A Figura 4.8 apresenta os valores do factor estrutural fornecidos nesse anexo, no que diz respeito a edifícios de betão armado.

Para o caso de estruturas verticais, como por exemplo edifícios, ou estruturas horizontais como por exemplo barras e para o caso em que a vibração da estrutura na direcção do vento ocorre apenas no seu modo fundamental de vibração, e este modo tem sinal constante, o factor estrutural é dado pela equação 4.20.

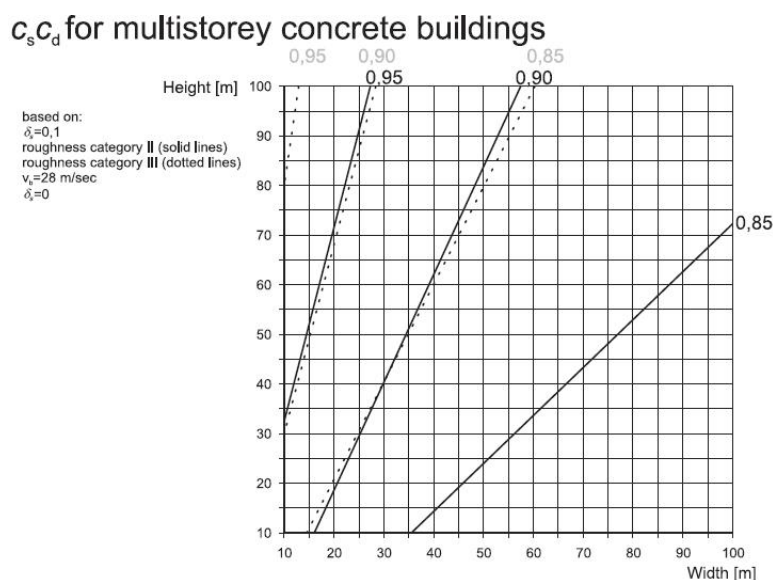


Figura 4.8 – Valores do factor estrutural para edifícios de betão armado de secção rectangular e com paredes exteriores verticais, com distribuição regular de rigidez e de massa [15].

$$c_s c_d = \frac{1 + 2 \cdot K_p \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s)} \quad (4.20)$$

Onde z_s é a altura de referência; K_p é o factor de pico definido como o rácio entre o valor máximo da componente variável da resposta e o seu desvio padrão; I_v é a intensidade de turbulência; B^2 é o “background factor”, que controla o factor de dimensão c_s e R^2 é a componente de resposta em ressonância, que controla o factor de resposta dinâmica c_d .

Este procedimento estima então a resposta dinâmica da estrutura como a raiz quadrada da soma de uma componente de ressonância e outra designada por “background component”. De acordo com o EC1 a avaliação das componentes B^2 , R^2 , e K_p pode ser feita de acordo com dois procedimentos distintos sugeridos nos anexos B e C da norma. Ambos os anexos indicam que é conservativo tomar $B^2 = 1$. Como indicação é sugerido que os valores obtidos por estes dois procedimentos não devem diferir mais do que 5%.

No ponto 4.4 do presente trabalho foi elaborado um estudo comparativo destes procedimentos considerando o procedimento 1 e o procedimento 2 dados pelos anexos B e C do regulamento, respectivamente. Para não tornar o texto excessivamente longo, não se apresenta uma descrição

detalhada de cada um dos procedimentos, apresentando-se apenas no quadro 4.7 um resumo do cálculo dos principais parâmetros.

Convém no entanto referir que para ambos os procedimentos o comprimento de turbulência, $L(z)$, é dado pela equação 4.21 e a distribuição da potência do vento ao longo da frequência é dada de forma adimensional pelo espectro de potência do vento, $S_L(z, n)$, traduzido na equação 4.22 e representado na Figura 4.9.

$$\begin{aligned} L(z) &= L_t \cdot \left(\frac{z}{z_t}\right)^\alpha & \text{para } z \geq z_{\min} \\ L(z) &= L(z_{\min}) & \text{para } z < z_{\min} \end{aligned} \quad (4.21)$$

Onde z_t é a altura de referência admitida igual a 200m e L_t é o comprimento de referencia admitido igual a 300m e $\alpha = 0,67 + 0,05 \cdot \ln(z_0)$.

$$S_L(z, n) = \frac{n \cdot S_v(n)}{\sigma_v^2} = \frac{6,8 \cdot f_1(z, n)}{[1 + 10,2 \cdot f_1(z, n)]^{5/3}} \quad \text{com} \quad f_1(z, n) = \frac{n \cdot L(z)}{v_m(z)} \quad (4.22)$$

Onde $f_1(z, n)$ é a frequência adimensional, sendo n a frequência natural da estrutura em Hz. O anexo F do EC1 apresenta considerações para o cálculo das características dinâmicas de algumas estruturas e, para o caso de edifícios com altura, h , superior a 50m, a frequência fundamental pode ser calculada de acordo com a equação 4.23.

$$n = \frac{46}{h} [Hz] \quad (4.23)$$

Quadro 4.7- Parâmetros de cálculo do factor estrutural de acordo com os dois procedimentos do EC1.

Procedimento 1 (Anexo B - EC1)	Procedimento 2 (Anexo C - EC1)
$B^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \left(\frac{b+h}{L(z_s)}\right)^{0,63}}$	$B^2 = \frac{1}{1 + \frac{3}{2} \cdot \sqrt{\left(\frac{b}{L(z_s)}\right)^2 + \left(\frac{h}{L(z_s)}\right)^2 + \left(\frac{b}{L(z_s)} \cdot \frac{h}{L(z_s)}\right)^2}}$
$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \cdot \delta} \cdot S_L(z_s, n_{1,x}) \cdot R_h(\eta_h) \cdot R_b(\eta_b)$	$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \cdot \delta} \cdot S_L(z_s, n_{1,x}) \cdot K_s(n_{1,x})$
$K_p = \sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)}}$	$K_p = \sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)}}$
$\sigma_{a,x}(z) = \frac{c_f \cdot \rho \cdot b \cdot I_v(z_s) \cdot v_m^2(z_s)}{m_{1,x}} \cdot R \cdot K_x \cdot \phi_{1,x}(z)$	$\sigma_{a,x}(z) = c_f \cdot \rho \cdot I_v(z_s) \cdot v_m^2(z_s) \cdot R \cdot \frac{K_y \cdot K_z \cdot \phi(y, z)}{\mu_e \cdot \phi_{max}}$

Onde b e h são a largura e a altura, respectivamente. δ é o decremento logarítmico do amortecimento dado pela soma do decremento logarítmico estrutural, δ_s , com o decremento logarítmico aerodinâmico, δ_a , e com o decremento devido à existência de sistemas de amortecimento, δ_d . O cálculo de δ é especificado no anexo F da norma. $R_h(\eta_h)$ e $R_b(\eta_b)$ são as funções de admitância aerodinâmica e $K_s(n_{1,x})$ é o factor de redução de tamanho, dados nos respectivos anexos. T é considerado igual a 600seg. e v é dado pela equação 4.24. $\sigma_{a,x}$ é o desvio padrão da aceleração na direcção do vento, podendo a aceleração nesta direcção ser obtida pela multiplicação de $\sigma_{a,x}$ por K_p ,

considerando $v = n_{1,x}$. Onde $n_{1,x}$ é a frequência de vibração do primeiro modo da estrutura. $\phi(z)$ é o modo de vibração que pode ser definido de acordo com o anexo F do EC1. $m_{1,x}$ é a massa modal e K_x , K_y e K_z são coeficientes dados nos respectivos anexos. μ_e representa a massa equivalente por unidade de área da estrutura.

$$v = n_{1,x} \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} \quad (4.24)$$

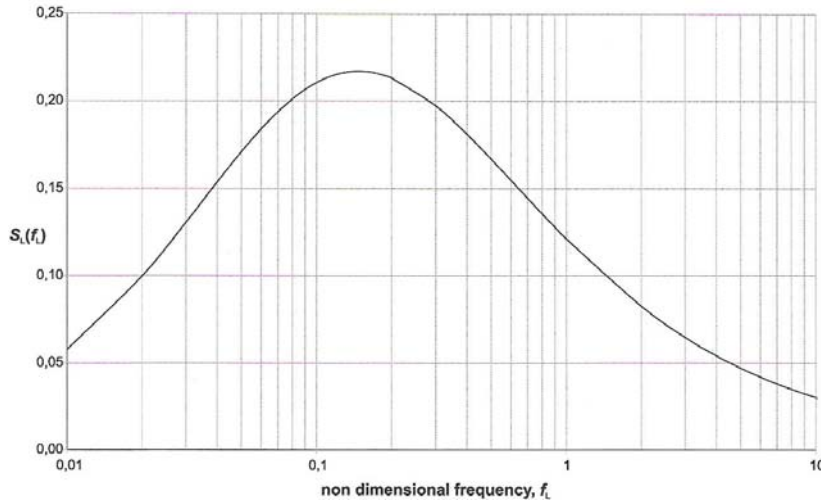


Figura 4.9 – Espectro de potência do vento fornecido pelo EC1.

Pelo exposto o amortecimento é considerado no EC1 através do decremento logarítmico do mesmo, δ . Na tabela F.2 são fornecidos valores indicativos do decremento logarítmico do amortecimento estrutural, δ_s , para diferentes tipos de estruturas e, no que respeita ao amortecimento aerodinâmico, δ_a , para o modo fundamental de vibração este pode ser calculado de acordo com a equação 4.25.

$$\delta_a = \frac{c_f \cdot \rho \cdot v_m(z_s)}{2 \cdot n_1 \cdot \mu_e} \quad (4.25)$$

A forma mais usual de tratar este parâmetro é através do coeficiente de amortecimento, ξ . A dedução da relação entre ambos pode encontrar-se na bibliografia [10], podendo ser descrita pela equação 4.26, e para valores reduzidos de ξ pode simplificar-se na equação 4.27.

$$\delta = \ln\left(\frac{u_i}{u_{i+1}}\right) = \frac{2\pi\xi}{\sqrt{1 - \xi^2}} \quad (4.26)$$

$$\delta \approx 2\pi\xi \quad (4.27)$$

Se se analisar a equação 4.20 compreende-se que o factor estrutural não é mais do que o quociente entre o valor máximo espectável para a resposta incluindo os efeitos da componente de fundo e ressonante, e a resposta esperada ignorando esses efeitos. Analisando o quadro 4.7 compreende-se que o procedimento de cálculo proposto pelo EC1 tem por base o modelo descrito no capítulo anterior e olhando para as equações 3.20 e 3.22, pode deduzir-se a origem das expressões para R^2 e K_p propostas pelo EC1.

4.4. ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE O R.S.A. E O EC1

Pelo referido nos pontos 4.2 e 4.3 pode constatar-se que, embora tanto o Regulamento de Segurança e Acções como o Eurocódigo 1 apresentem métodos de cálculo para as acções do vento através da consideração de cargas estáticas equivalentes, estes dois regulamentos apresentam processos de cálculo distintos.

Em suma o EC1 parte de uma velocidade fundamental base da qual se obtém a velocidade média do vento, calculando-se de seguida a intensidade de turbulência. A pressão dinâmica para a velocidade de pico é obtida através da intensidade de turbulência e da referida velocidade média. A pressão do vento exercida nas superfícies é então calculada multiplicando a pressão de velocidade de pico pelos respectivos coeficientes de pressão, específicos para cada zona. As forças são finalmente obtidas multiplicando a pressão do vento pela área de referência, introduzindo correcções tidas em conta pelo factor estrutural.

No R.S.A. a quantificação das forças da acção do vento resulta da multiplicação da pressão dinâmica, função da velocidade de rajada segundo a altura do piso em questão, pelo coeficiente de pressão exterior, função da direcção do vento e das dimensões do edifício, e pela área de influência de aplicação da força em cada piso.

Com o objectivo de compreender e comparar os procedimentos adoptados por cada regulamento em termos de forças de corte e de momentos flectores na base de um edifício, apresentam-se os resultados obtidos para estes esforços considerando um edifício tipo com secção rectangular de 20x20m e com altura (Z) variável dos 3 aos 200m. Pretende-se, também, com esta análise ter uma noção da forma como a acção do vento é considerada no dimensionamento em função da altura de um edifício. A Figura 4.10 mostra um esquema representativo do edifício tipo considerado.

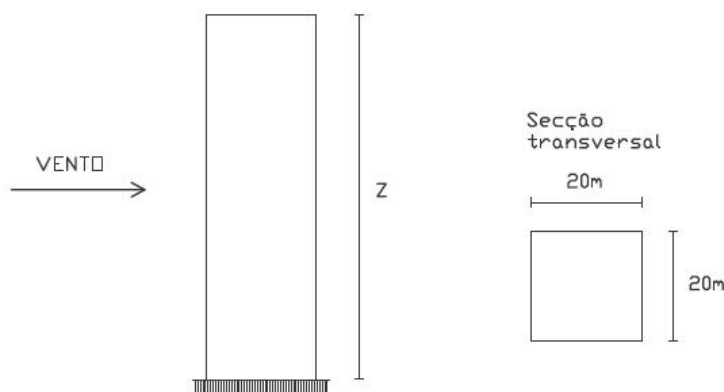


Figura 4.10 - Esquema representativo do edifício considerado.

O EC1 remete para o anexo nacional a definição da altura de referência para cálculo das pressões na face de sotavento e, visto o R.S.A. admitir a distribuição de pressões nesta face igual à da face de barlavento, adoptou-se esta mesma hipótese, pelo que deste modo, tendo os coeficientes de pressão interior o mesmo valor e as correspondentes forças sentidos opostos em cada uma das faces, as forças devido à pressão interior anulam-se. O vento foi considerado como actuante numa só direcção, a topografia do terreno foi considerada plana e horizontal e não foram considerados os efeitos causados por possíveis interferências no escoamento devido a estruturas existentes na proximidade do edifício em análise. O edifício foi considerado como estando situado numa zona A sendo estudados todos os tipos de rugosidade do solo considerados por cada regulamento como forma de interpretar a sua influência nos resultados.

Para análise deste problema segundo o R.S.A. e para o cálculo da velocidade média do vento usou-se a equação 4.1 com os parâmetros adequados conforme se tratava de um terreno com rugosidade do tipo I ou tipo II. Para o cálculo da velocidade média segundo o EC 1 usou-se a equação 4.7, com $V_{b,0}$ admitido igual a 28m/s, uma vez que à data ainda não existe nenhum anexo nacional com recomendação deste valor. A opção por este valor de base vai de encontro ao estabelecido numa versão anterior do EC1 encontrada em [15] e para a zona A. Os perfis de velocidades, para os dois tipos de rugosidade considerados pelo R.S.A. bem como para as diferentes categorias de terreno consideradas pelo EC 1 encontram-se representados na Figura 4.11.

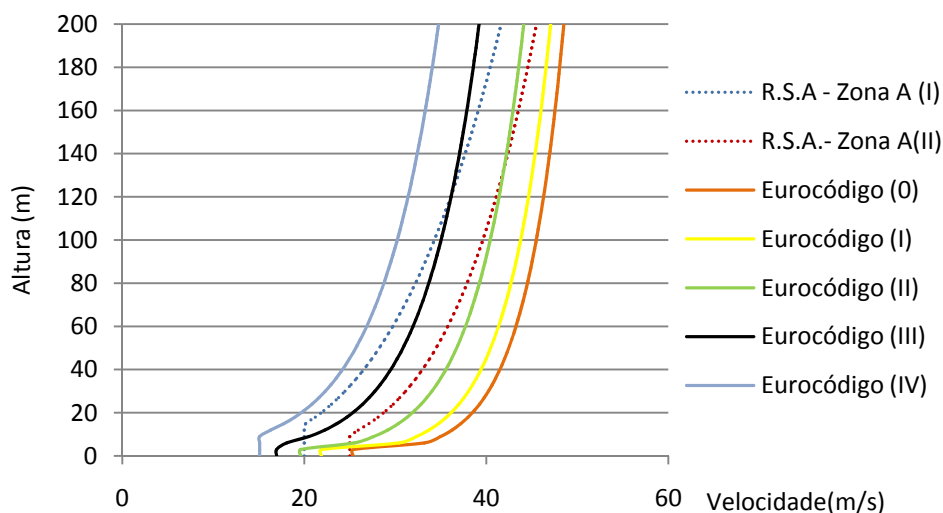


Figura 4.11- Perfis de velocidades médias para os dois regulamentos e para diferentes tipos de rugosidade.

Pela análise da Figura 4.11 constata-se que, o crescimento da velocidade do vento com a altura é mais acentuado quando esta é calculada pelo R.S.A., do que quando é calculada de acordo com o EC 1. Isto poderá compreender-se uma vez que a lei utilizada para o cálculo das velocidades do vento pelo actual regulamento baseia-se na lei da potência, enquanto o EC 1 tem por base a lei logarítmica. É referenciado por J.N.Cook em [11], que a lei logarítmica proposta no EC 1 para alturas próximas do solo se revela uma boa aproximação, porém para alturas mais elevadas torna-se não conservativa quando comparada com a lei da potência usada por regulamentos mais antigos, como é o caso do regulamento português. Convém no entanto referir que o facto de o regulamento europeu considerar um maior número de categorias de terreno conduz a uma melhor diferenciação do solo que se reflecte no perfil de velocidades. De acordo com a mesma Figura, verifica-se que de acordo com que a categoria do terreno evolui da categoria 0 para categoria IV, ou do tipo I para tipo II, conforme o regulamento considerado, os valores de velocidade diminuem para uma dada altura. Isto seria de esperar uma vez que a um terreno da categoria IV ou do tipo I corresponde um terreno de maior rugosidade, logo menor velocidade do vento.

Com base no procedimento de cálculo proposto pelo R.S.A. e já abordado no ponto 4.2, determinaram-se as forças de corte e o momento flector na base do edifício tipo para as duas zonas e para os diferentes tipos de rugosidade.

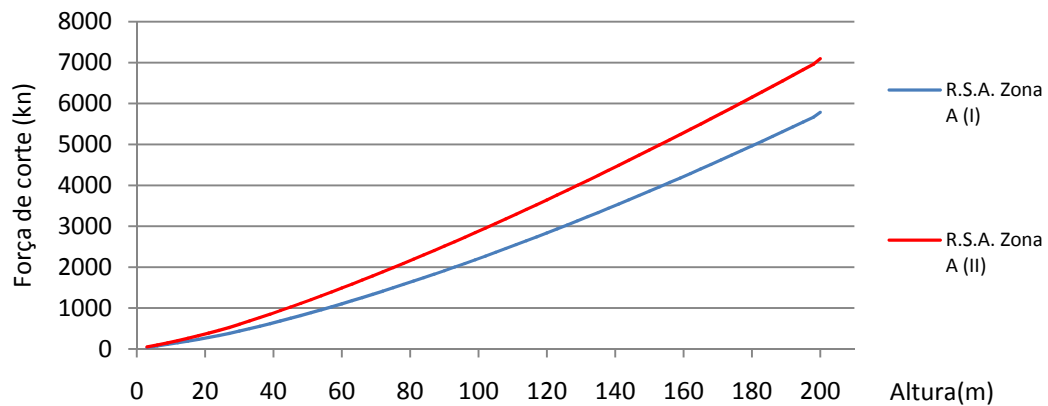


Figura 4.12 - Força total de corte na base do edifício tipo de acordo com o R.S.A.

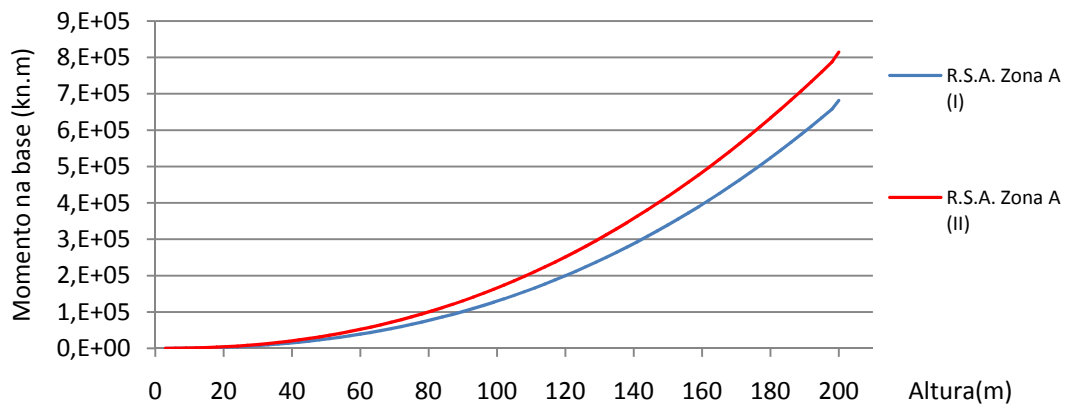


Figura 4.13 - Momento flector total na base do edifício tipo de acordo com o R.S.A.

Como se pode verificar pelas Figuras 4.12 e 4.13, para uma rugosidade do tipo II obtêm-se valores mais elevados da força de corte e do momento flector na base. Tal situação pode ser compreendida pelo facto de como a um terreno do tipo II está associada uma rugosidade menor do que a um terreno do tipo I, para um terreno do tipo II corresponderá uma maior velocidade média do vento e consequentemente maior pressão dinâmica, facto que conduzirá a maiores esforços na base do edifício. Para valores de alturas do edifício de 200m e com a secção transversal considerada verifica-se que os valores da força de corte e do momento flector são ambos cerca de 13% mais elevados quando calculados para uma rugosidade do tipo II relativamente a uma rugosidade do solo do tipo I.

Concentrando agora a análise de acordo com o EC1, e como referenciado no ponto 3.3, as forças do vento actuantes numa estrutura podem ser determinadas pelo somatório das forças actuantes em cada uma das fachadas multiplicado por um factor estrutural, c_{sd} , admissível de ser calculado por dois procedimentos.

Antes do cálculo das forças de corte e do momento basal no edifício pretendeu-se analisar a variação do valor do factor estrutural conforme o procedimento de cálculo considerado. Fazendo variar a altura,

admitindo a frequência da estrutura estimada de acordo com a expressão aproximada fornecida pelo EC1 para edifícios (equação 4.23) e adoptando um decremento logarítmico total do amortecimento de 0,1 calculou-se a variação do valor deste parâmetro. Nas Figuras 4.14 e 4.15 apresentam-se os valores obtidos para todos os tipos de categorias do terreno admitidas no EC1 calculados pelo procedimento 1 e pelo procedimento 2, respectivamente. Como forma de mais fácil interpretação da variabilidade destes valores conforme o procedimento adoptado, a Figura 4.16 apresenta a razão entre os valores obtido pelo procedimento 1 e pelo procedimento 2.

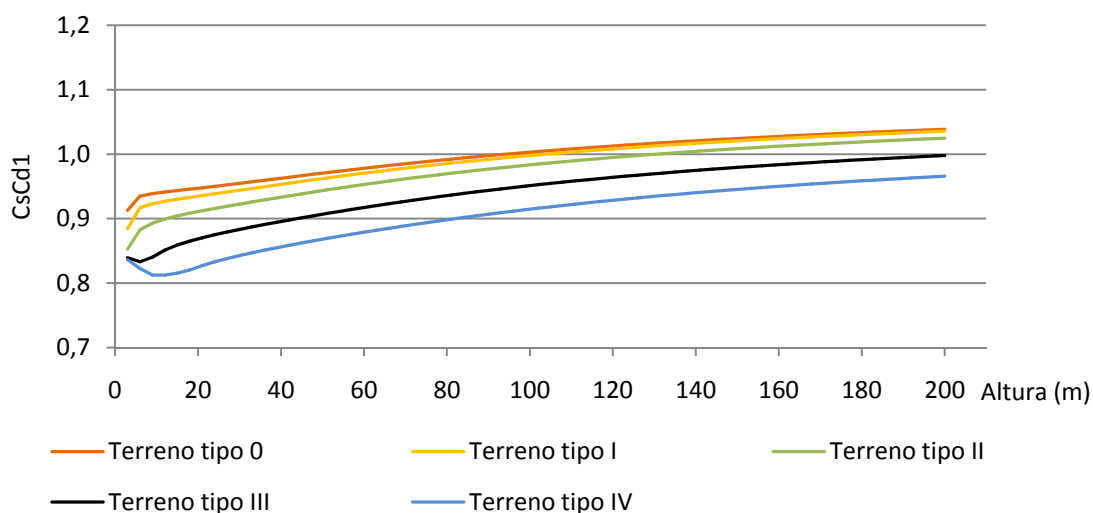


Figura 4.14 - Valores do factor estrutural, $CsCd_1$, obtidos de acordo com o procedimento 1 para as diferentes categorias de terreno.

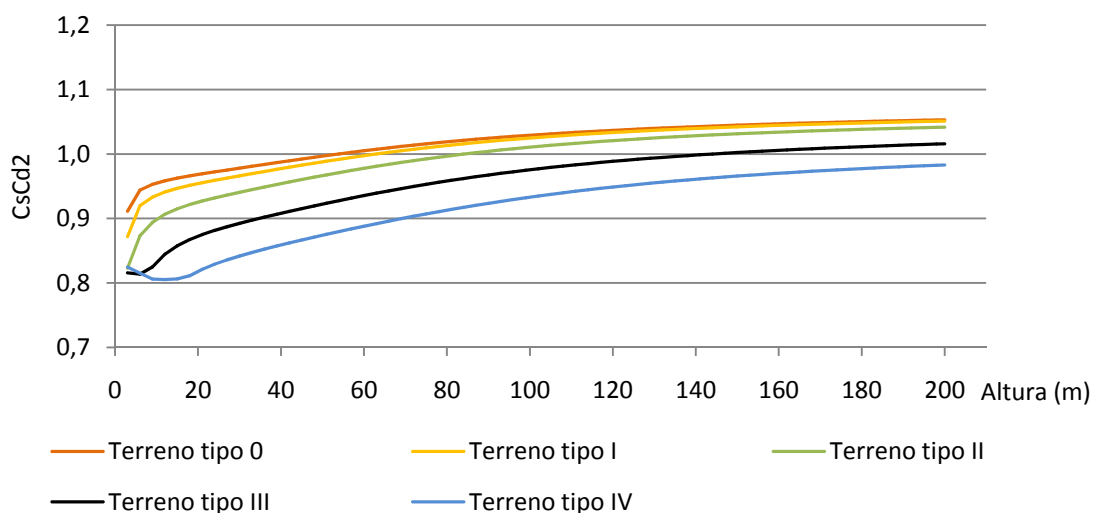


Figura 4.15 - Valores do factor estrutural, $CsCd_2$, obtidos de acordo com o procedimento 2 para as diferentes categorias de terreno.

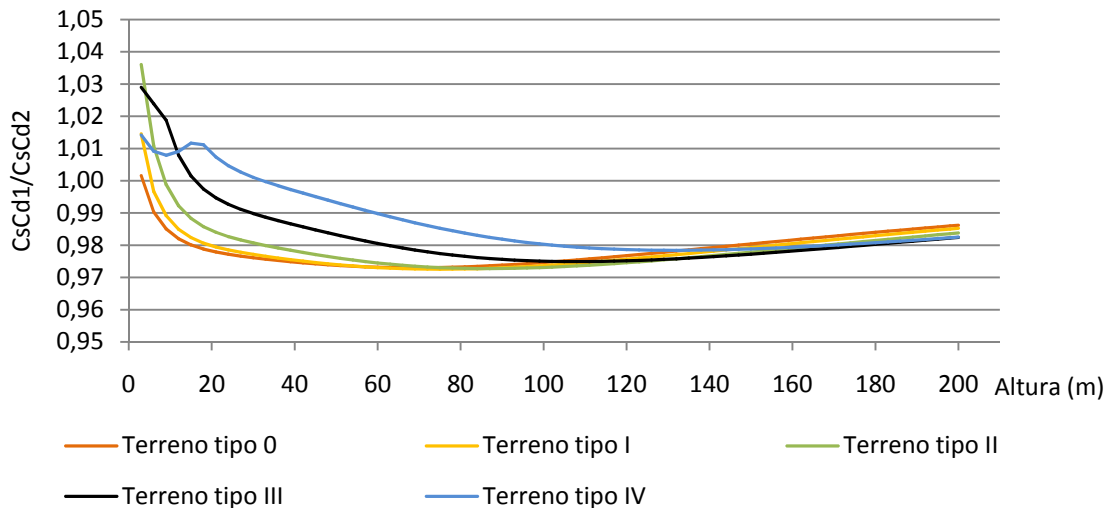


Figura 4.16- Razão entre os valores do factor estrutural obtidos pelo procedimento 1 e pelo procedimento 2.

Pela análise das Figuras 4.14 e 4.15, e tal como seria de esperar visto tratar-se de um factor que tem em conta possíveis aspectos dinâmicos, pode constatar-se que o valor do factor estrutural cresce com o aumento da altura do edifício para a mesma secção transversal do mesmo. Comprova-se também que para uma dada altura o factor estrutural assume valores mais elevados conforme se trata de um terreno sem grande vegetação ou situado numa zona costeira (casos de terrenos das categorias 0 e I), enquanto que considerando terrenos com maior densidade de edifícios ou obstáculos ao escoamento (caso de terrenos das categorias III e IV) o valor deste factor diminui face aos primeiros.

Analisando a Figura 4.16, verifica-se, também, que para o edifício tipo considerado e para valores da altura superiores a 40m os valores do factor estrutural calculados através do procedimento 1 são sempre inferiores aos mesmos valores calculados através do procedimento 2 para qualquer tipo de rugosidade. Pese embora o facto de que seja qual for a categoria de terreno considerada a diferença entre os valores obtidos pelos dois procedimentos não varia mais do que 5%.

Como discutido no ponto 4.3 o EC1 permite a adopção do valor unitário para certas estruturas. De acordo com os resultados corrobora-se a ideia de que admitir o factor estrutural unitário para alturas mais baixas este conduzirá à obtenção de valores mais elevados para as forças devidas à acção do vento. Porém, para alturas mais elevadas este valor pode tornar-se não conservativo.

O regulamento apresenta também no seu Anexo D gráficos com valores indicativos do factor estrutural para diversas estruturas (ver Figura 4.8). Por exemplo, para uma estrutura com dimensões 20m*20m*70m, com um decremento logarítmico total do amortecimento de 0,1 e para um terreno da categoria II o gráfico do regulamento indica um valor do factor estrutural próximo de 0,95. Os valores obtidos por aplicação dos procedimentos 1 e 2 foram 0,96 e 0,98, respectivamente. Para um terreno da categoria III a interpretação do gráfico do EC1 conduz a valores próximos de 0,91 e os valores obtidos pelos procedimentos 1 e 2 foram 0,92 e 0,94 respectivamente.

Tem vindo a ser referido que a resposta dos edifícios contém a contribuição de uma componente de fundo, B^2 , e de outra ressonante, R^2 . Pela equação 4.20, verifica-se que o factor estrutural depende destas duas componentes. As Figuras 4.17 e 4.18, apresentam a variação de B^2 e R^2 com a altura do edifício tipo considerado e para as diferentes categorias de terreno calculadas de acordo com o

procedimento 1. Os mesmos parâmetros são representados nas Figuras 4.19 e 4.20, respectivamente, mas calculados de acordo com o procedimento 2.

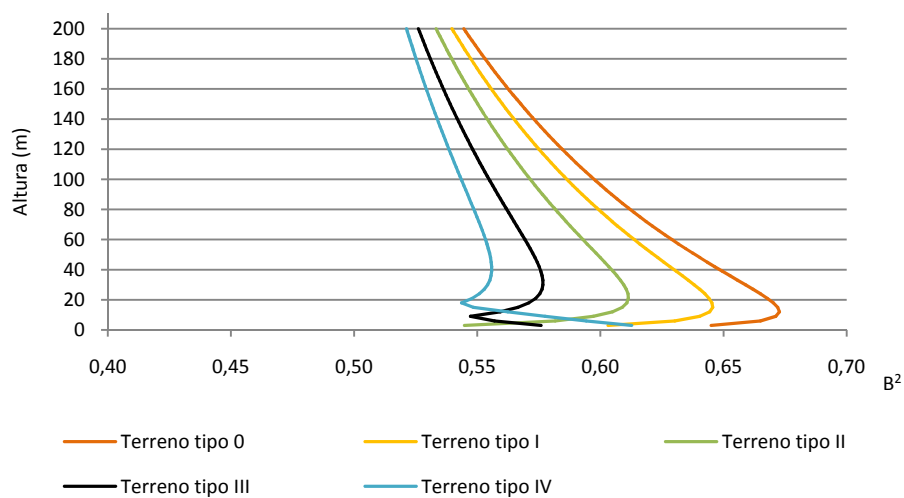


Figura 4.17- Variação da componente de fundo com a altura do edifício (procedimento 1).

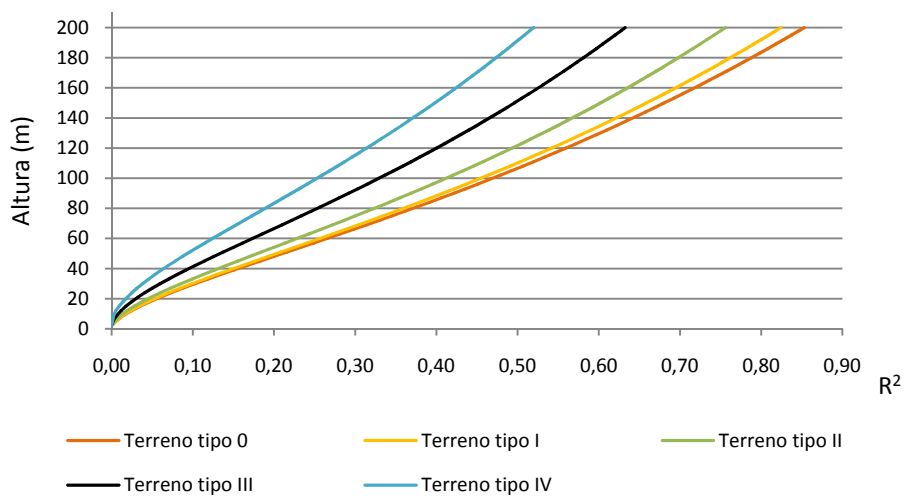


Figura 4.18- Variação da componente ressonante com a altura do edifício (procedimento 1).

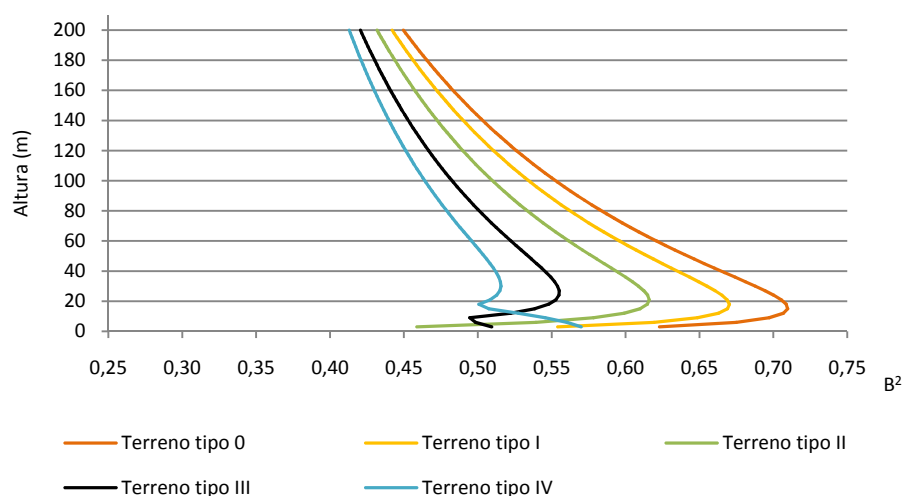


Figura 4.19- Variação da componente de fundo com a altura do edifício (procedimento 2).

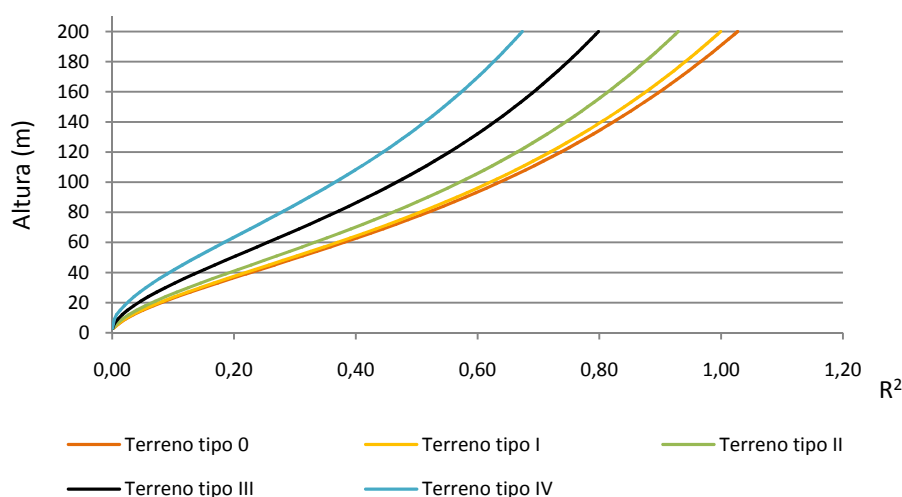


Figura 4.20- Variação da componente ressonante com a altura do edifício (procedimento 2).

Pode constatar-se que, de acordo com qualquer um dos procedimentos adoptados, a componente de fundo tende a diminuir o seu valor com a altura. Este facto compreende-se pois com o aumento da altura do edifício, menor serão correlacionadas as flutuações da velocidade do vento ao longo das fachadas do edifício. Por outro lado, verifica-se que a componente ressonante tende a aumentar o seu valor com o aumento da altura do edifício. Este facto é também compreensível pois e este parâmetro que tem em conta os fenómenos ressonantes aos quais estruturas mais altas e portanto mais flexíveis, estão mais expostas.

Fazendo uma comparação da componente de fundo, B^2 , calculada pelos dois procedimentos, pode constatar-se que os valores obtidos pelo procedimento 1 têm uma menor gama de variação, em função da altura, quando comparados com o procedimento 2. Analisando a componente ressonante, R^2 , constata-se que o procedimento 2 conduz a valores mais elevados deste parâmetro face ao

procedimento 1. Como já se viu, em termos do valor final do factor estrutural os resultados obtidos pelos diferentes procedimentos não conduzem a resultados muito diferentes entre si.

Sendo o cálculo do valor do factor estrutural de acordo com estas duas metodologias dependente do valor da frequência fundamental de vibração da estrutura e para se perceber também como a variação deste valor poderá influenciar os resultados, utilizaram-se, para ambos os procedimentos, mais dois valores de frequências da estrutura para além do valor estimado pela expressão aproximada fornecida pelo EC1. Considerou-se a hipótese de variação em 25% por excesso e por defeito do valor inicialmente admitido, n . As Figuras de 4.21 a 4.25 mostram os valores de $C_s C_d1$ obtidos pelo procedimento 1 para as diferentes categorias de terreno e para as três frequências consideradas.

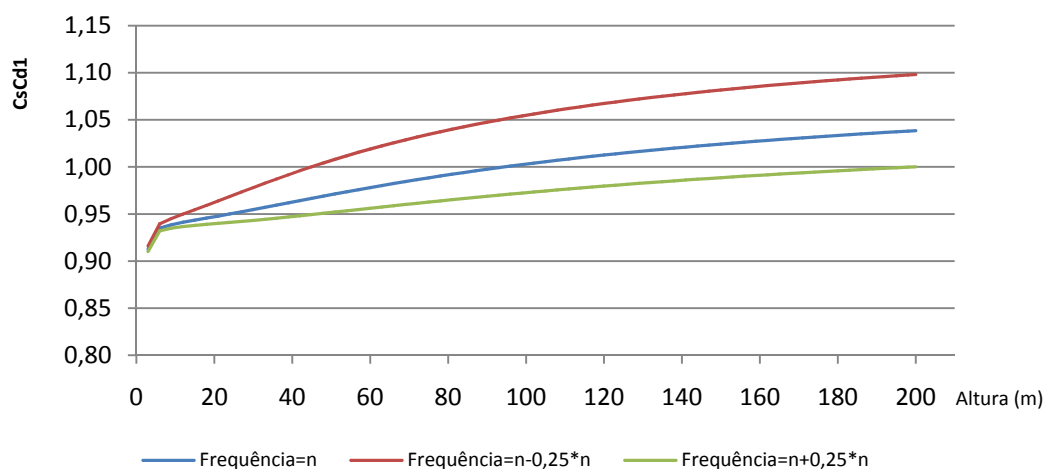


Figura 4.21- Influência da variação da frequência nos valores do factor estrutural para terreno da categoria 0.

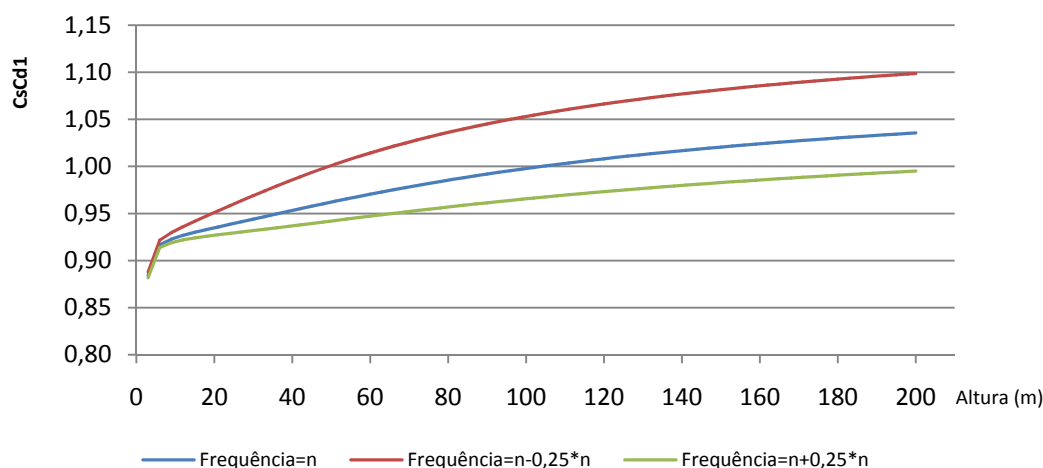


Figura 4.22- Influência da variação da frequência nos valores do factor estrutural para terreno da categoria I.

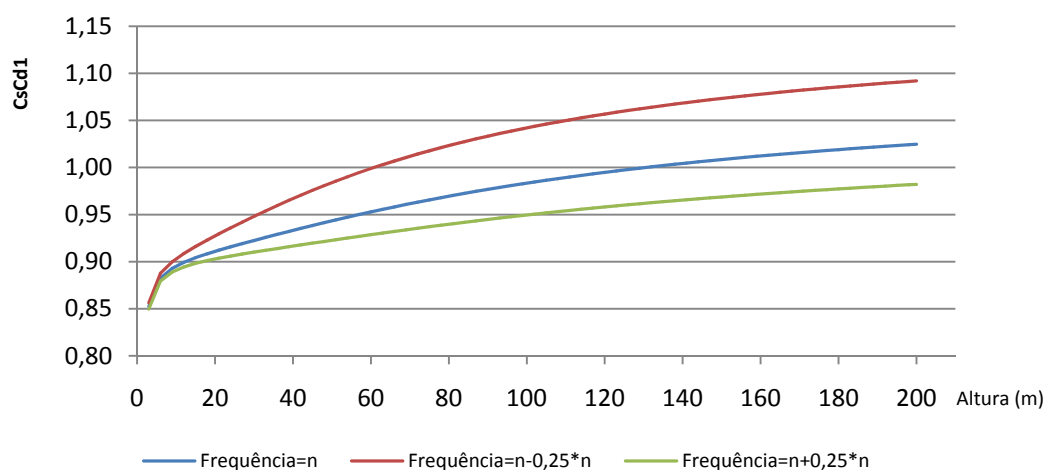


Figura 4.23- Influência da variação da frequência nos valores do factor estrutural para terreno da categoria II.

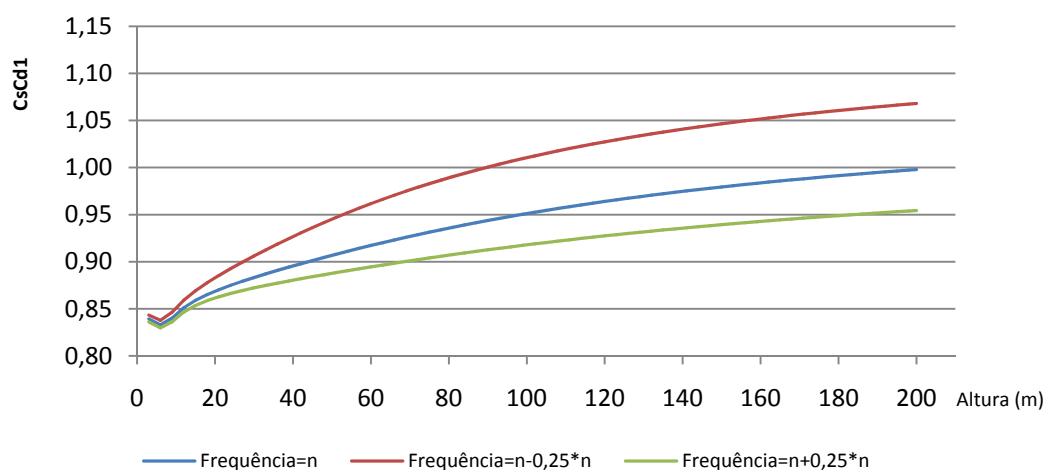


Figura 4.24- Influência da variação da frequência nos valores do factor estrutural para terreno da categoria III.

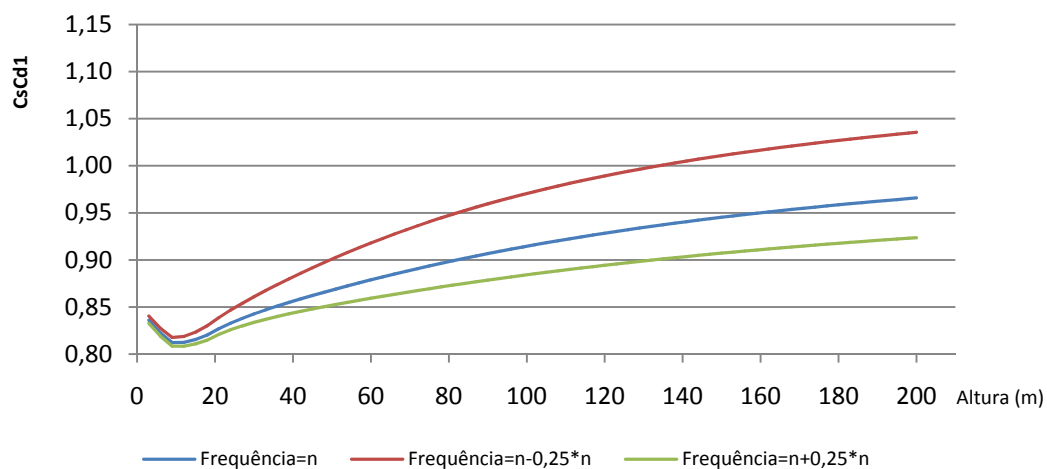


Figura 4.25- Influência da variação da frequência nos valores do factor estrutural para terreno da categoria IV.

Estas Figuras demonstram que seja qual for a categoria de terreno em consideração e para uma mesma altura, o valor do factor estrutural aumenta quando se reduz a frequência de vibração da estrutura e diminui quando se aumenta a frequência de vibração. Esta variação parece plausível uma vez que se considerar um edifício com uma dada altura e com a mesma secção transversal mas mais flexível do que outro, os efeitos do vento serão agravados com o aumento deste factor estrutural.

Tendo sido verificado inicialmente que a variação dos valores obtidos entre ambos os procedimentos não ultrapassava os 5% para a frequência natural, n , dada pela equação 4.23, estudou-se também se a alteração do valor da frequência conduziria a uma maior variação da razão entre os valores deste coeficiente obtidos pelo procedimento 1 e pelo procedimento 2. Os resultados encontram-se ilustrados nas Figuras de 4.26 a 4.30.

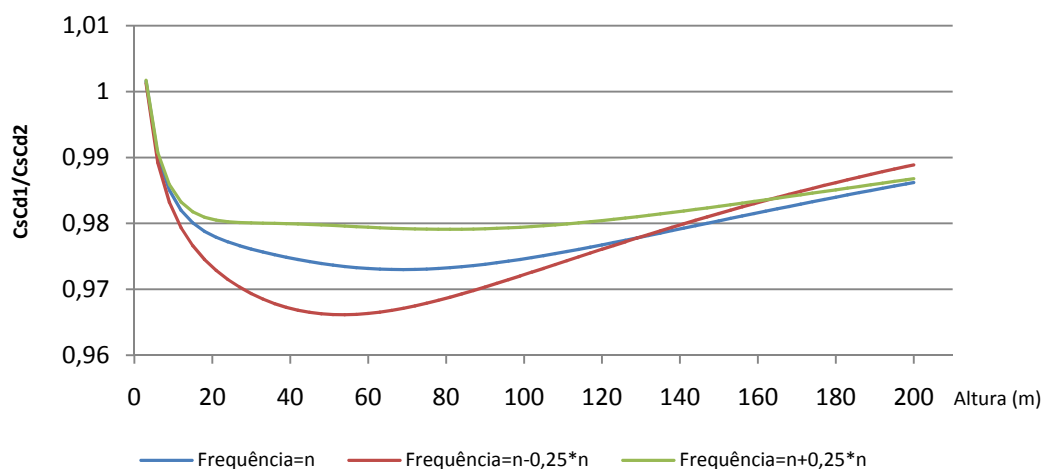


Figura 4.26 - Razão entre o valor do factor estrutural calculado pelo procedimento 1 e pelo procedimento 2 para diferentes valores da frequência e para o terreno da categoria 0.

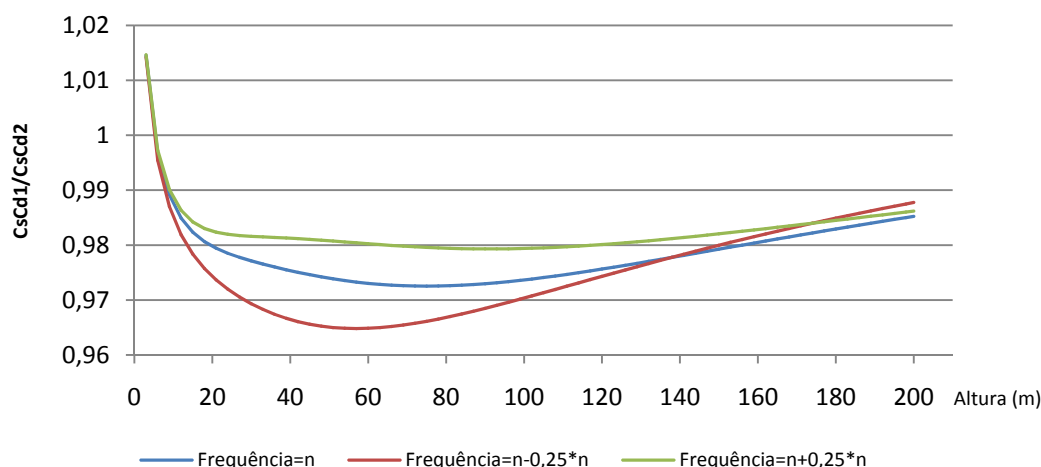


Figura 4.27 - Razão entre o valor do factor estrutural calculado pelo procedimento 1 e pelo procedimento 2 para diferentes valores da frequência e para terreno da categoria I.

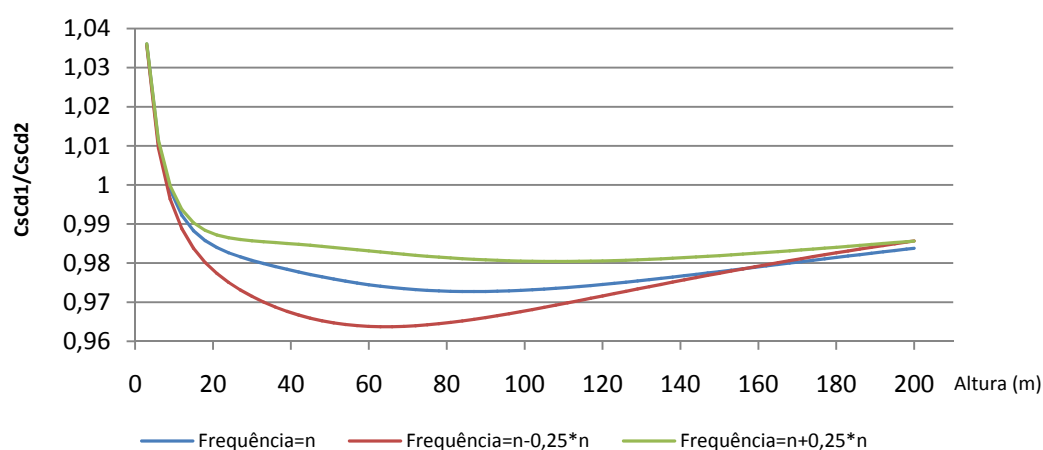


Figura 4.28 - Razão entre o valor do factor estrutural calculado pelo procedimento 1 e pelo procedimento 2 para diferentes valores da frequência e para terreno da categoria II.

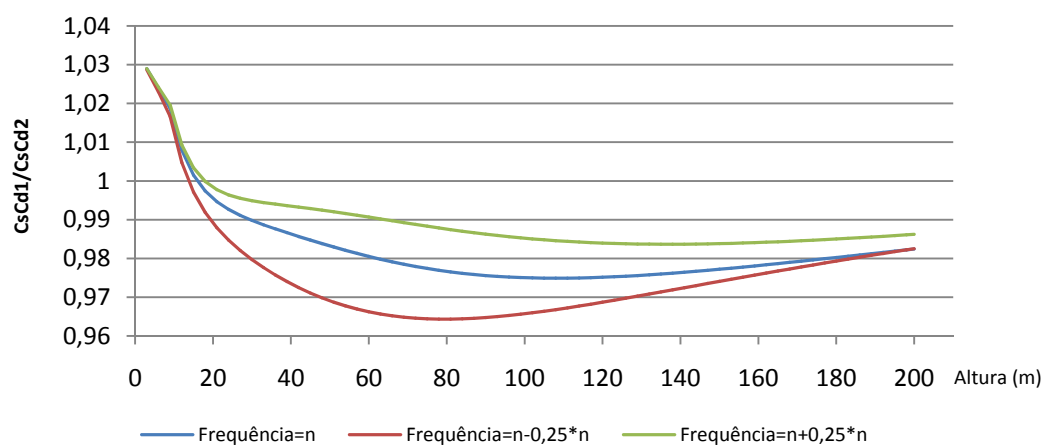


Figura 4.29 - Razão entre o valor do factor estrutural calculado pelo procedimento 1 e pelo procedimento 2 para diferentes valores da frequência e para terreno da categoria III.

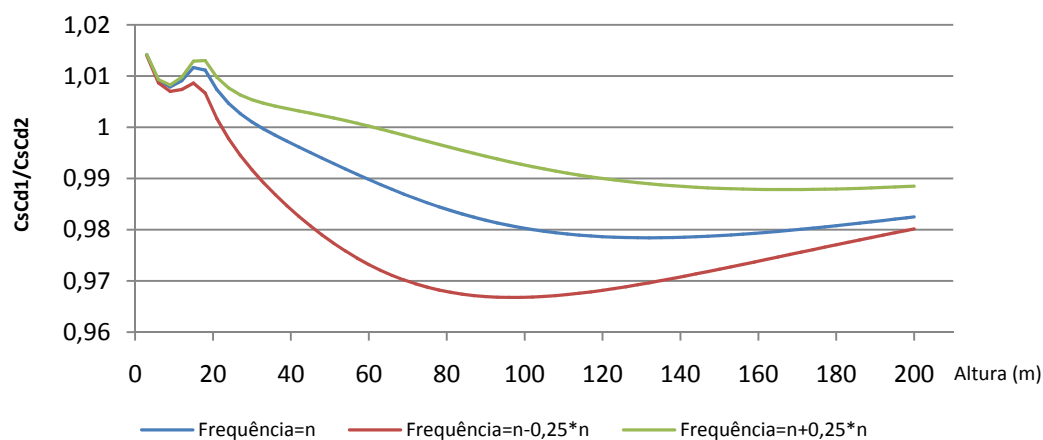


Figura 4.30 - Razão entre o valor do factor estrutural calculado pelo procedimento 1 e pelo procedimento 2 para diferentes valores da frequência e para terreno da categoria IV.

Estas figuras permitem constatar que seja qual for a categoria do terreno em análise os valores do factor estrutural obtidos pelos dois métodos continuam a nunca variar mais do que 5% mesmo com a variação da frequência. A influência da variação da frequência natural da estrutura para uma mesma altura do edifício mostra que esta tem uma maior preponderância na alteração dos valores obtidos pelos dois procedimentos para alturas sensivelmente a partir dos 20m.

Resumidamente pode concluir-se que o cálculo do factor estrutural pelo procedimento 1 ou pelo procedimento 2 conduz a resultados muito próximos entre si, e que a variação do valor da frequência natural da estrutura conduz a uma alteração do valor do factor estrutural mas não interfere significativamente na diferença dos resultados deste parâmetro conforme este é calculado pelo procedimento 1 ou pelo procedimento 2.

De acordo com o EC1, o procedimento a adoptar para o cálculo deve ser referenciado no respectivo anexo nacional, mas segundo J.N.Cook em [11], o segundo procedimento de cálculo do factor estrutural é mais recente e por isso menos utilizado. É também referido que no Reino Unido, o anexo nacional referente ao cálculo deste factor não permite a utilização deste segundo método, bem como não permite a utilização dos gráficos referenciados no Anexo D desta norma como forma de adopção do valor do factor estrutural.

Após o estudo da variabilidade deste factor calcularam-se as forças de corte e os momentos flectores na base do edifício. As Figuras 4.31 e 4.32 apresentam os resultados destas duas variáveis obtidos para todos os tipos de categoria do terreno e tomando o factor estrutural obtido pelo procedimento 1. As Figuras 4.33 e 4.34 apresentam o resultado das mesmas variáveis mas tomando o factor estrutural dado pelo procedimento 2. Como forma de comparação apresentam-se também ilustrados os resultados previamente obtidos pela aplicação do R.S.A.

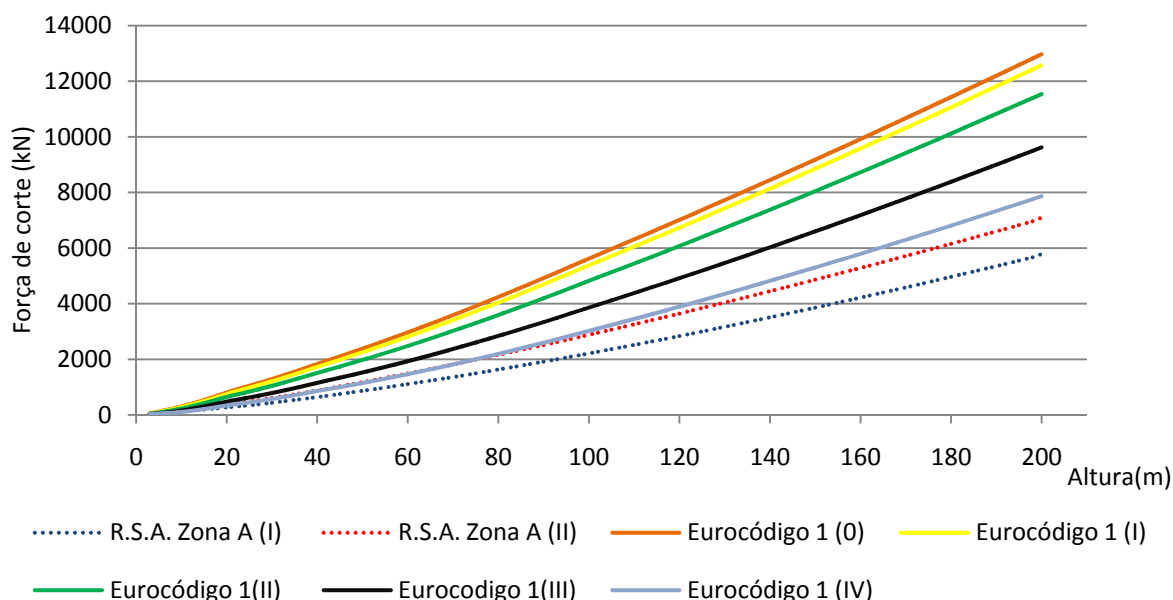


Figura 4.31 - Força de corte na base em função da altura e da categoria do solo para valores do factor estrutural calculados pelo procedimento 1.

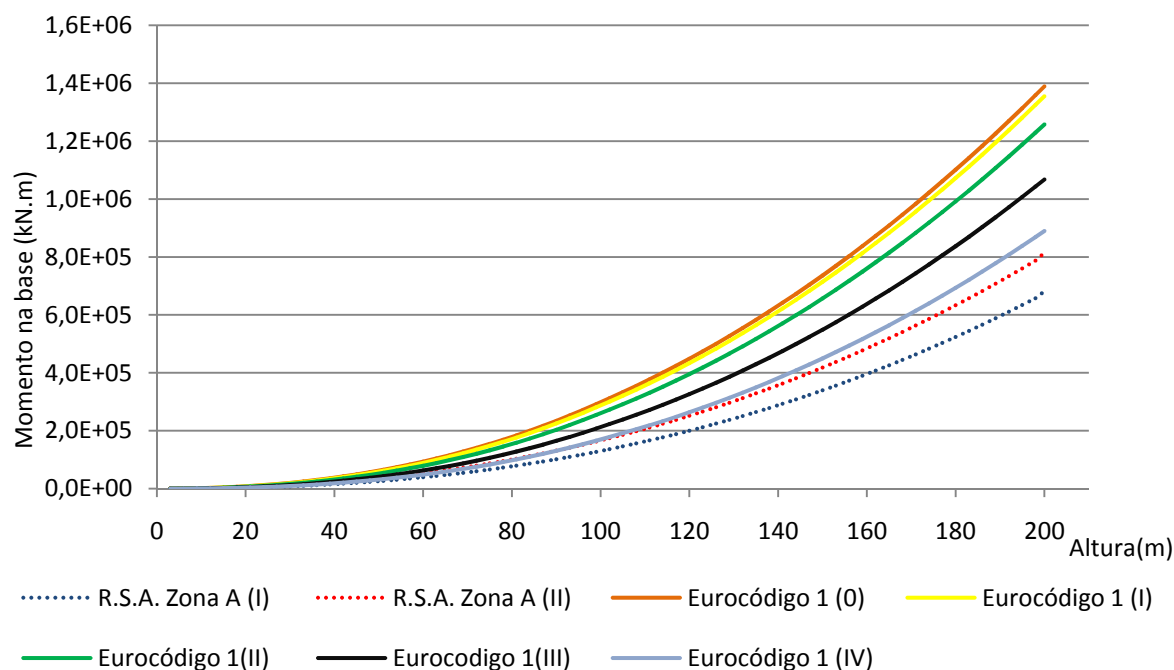


Figura 4.32 - Momento flector em função da altura e da categoria do solo para valores do factor estrutural calculados pelo procedimento 1.

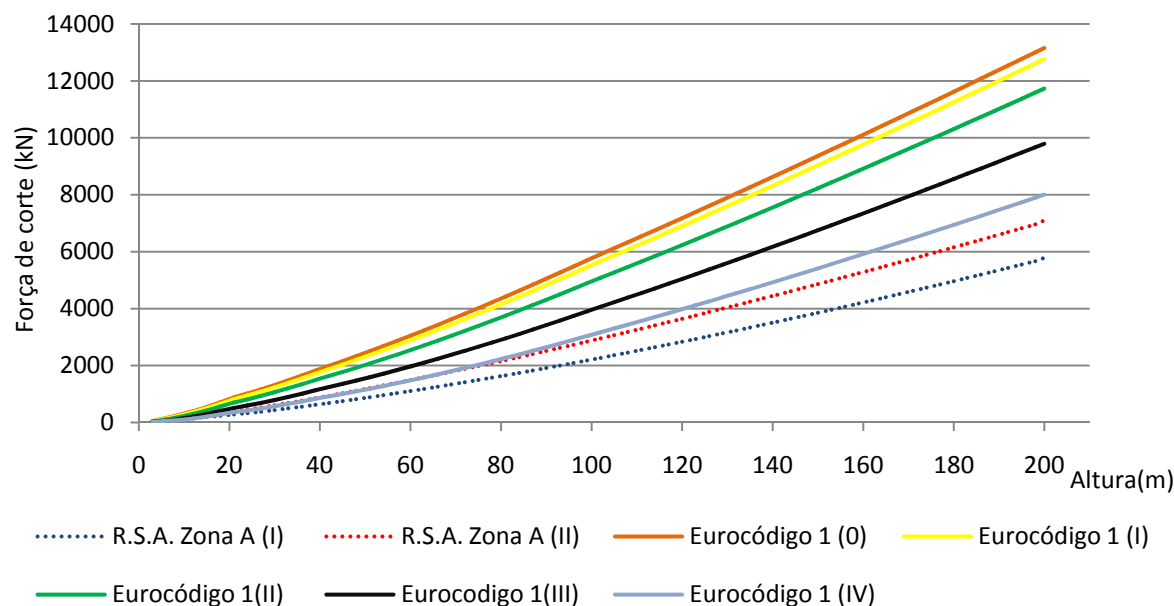


Figura 4.33 - Força de corte na base em função da altura e da categoria do solo para valores do factor estrutural calculados pelo procedimento 2.

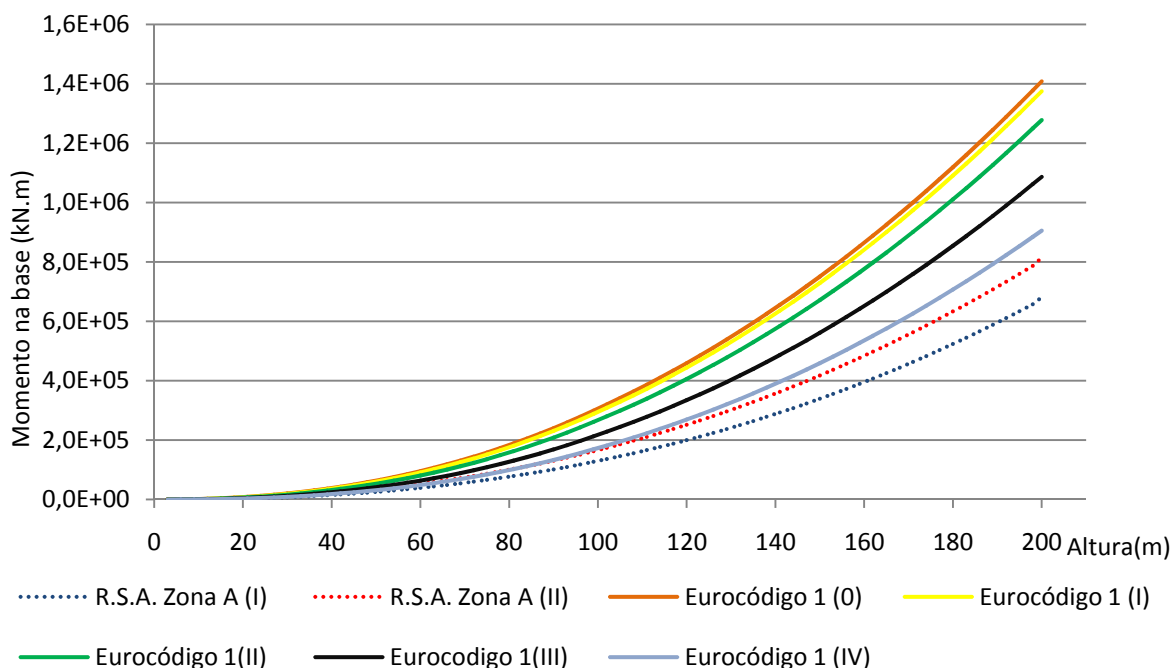


Figura 4.34- Momento flector em função da altura e da categoria do solo para valores do factor estrutural calculados pelo procedimento 2.

As Figuras mostram que para a velocidade base considerada (28 m/s) os valores obtidos segundo o processo de cálculo descrito no EC1 são geralmente superiores aos obtidos através da aplicação do actual regulamento português.

A diferença dos resultados obtidos deve-se aos coeficientes de pressão adoptados por cada um dos regulamentos para a fachada de sotavento do edifício. Enquanto para as condições analisadas o regulamento português admite para o coeficiente de pressão exterior um valor de -0,25 (ver figura 4.4), o EC1 admite este coeficiente como função da altura do edifício, podendo este assumir valores de -0,7 para razões h/d superiores a 5 (ver quadro 4.6).

Numa versão provisória do EC1 anterior à analisada, e encontrada em [15], o coeficiente de pressão para a fachada de sotavento assumia o valor de -0,3 para qualquer razão h/d . Para estas condições as Figuras 4.35 e 4.36 apresentam respectivamente os valores da força de corte e do momento flector total na base do edifício em função da altura do mesmo, com o factor estrutural calculado de acordo com o procedimento 1. Pela análise destas figuras constata-se que os valores obtidos pelo procedimento descrito pelo EC1 vão de encontro aos valores obtidos por aplicação da regulamentação portuguesa. Os valores obtidos para as categorias de terreno da categoria III e IV de acordo com EC1 aproximam-se respectivamente dos valores encontrados por aplicação da regulamentação portuguesa para os terrenos correspondentes a uma rugosidade do tipo I e do tipo II para a zona A.

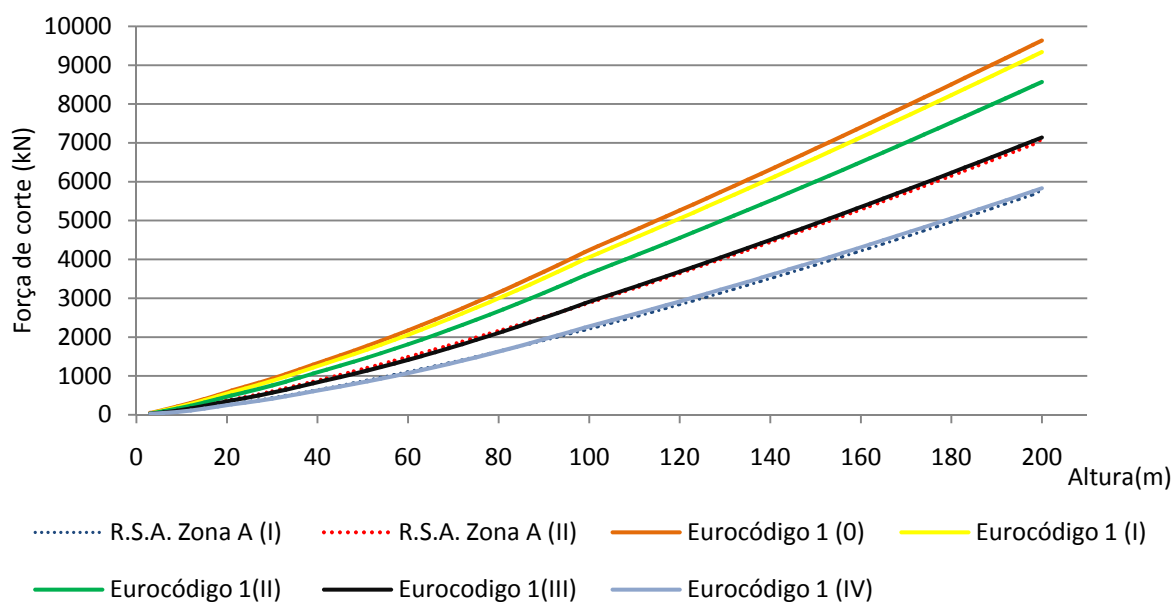


Figura 4.35- Força de corte na base em função da altura e da categoria do solo para valores do factor estrutural calculados pelo procedimento 1 com coeficiente de pressão exterior para a face de sotavento igual a -0,3.

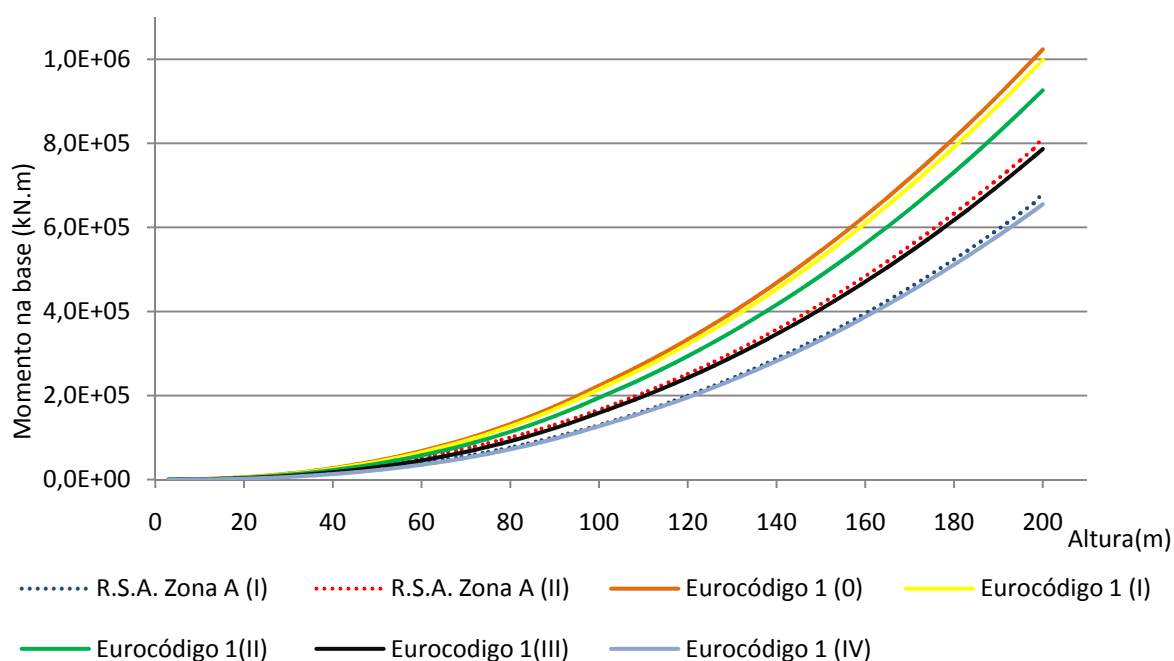


Figura 4.36- Momento flector em função da altura e da categoria do solo para valores do factor estrutural calculados pelo procedimento 1 com coeficiente de pressão exterior para a face de sotavento igual a -0,3.

Perante o estudo efectuado e por tudo que foi descrito até esta fase, compreende-se que o regulamento europeu se baseia no método do “*Gust Loading Factor*” para quantificação das acções do vento. Tem também em consideração um factor que tem em linha de conta a não simultaneidade da ocorrência das pressões ao longo do edifício bem como possíveis fenómenos dinâmicos que possam ocorrer. No que respeita a este factor, viu-se que os valores obtidos por cada um dos procedimentos propostos não diferem consideravelmente e que, para alturas mais baixas parece conservativo usar este factor com o valor unitário.

O EC1 permite estimar a aceleração do edifício na direcção longitudinal ao vento (quadro 4.7) enquanto o actual regulamento português não tem qualquer indicação neste sentido. Importa também referir que, embora não ponderados neste estudo, no EC1 são considerados coeficientes que entram em linha de conta com a direcção do vento, estação do ano em causa, presença de estruturas na vizinhança do edifício, factores estes que não são devidamente contemplados no R.S.A. A definição de um maior número de categorias de terreno por parte do regulamento europeu permite também uma quantificação mais realista das acções do vento.

Parece existir portanto uma evolução considerável no modo de tratamento das acções do vento sobre edifícios por parte do Eurocódigo 1 quando comparado com o R.S.A. principalmente quando se tratam de edifícios de maior dimensão.

5

MODELAÇÃO NUMÉRICA

5.1. INTRODUÇÃO

No presente capítulo começa-se por descrever a estrutura do edifício alto escolhido para o caso de estudo e o modo como este foi modelado computacionalmente. O edifício escolhido foi a torre 1 do World Trade Center (WTC) e o programa utilizado para o cálculo estrutural foi o programa “ROBOT MILLENIUM v16.5”, disponível nos recursos da faculdade.

Com base neste programa, foi modelado um pórtico com características específicas que procuram reproduzir o comportamento estrutural do edifício escolhido. Foram calculadas as cargas devidas ao vento, de acordo com o R.S.A. e de acordo com o Eurocódigo 1, e a sua aplicação no pórtico equivalente permitiu comparar deslocamentos e esforços obtidos.

É também aqui abordado o modo como foi modelada a acção dinâmica do vento para obtenção da resposta do edifício. A modelação matemática de um escoamento turbulento é complexa e, no caso da interacção de um escoamento deste tipo com um edifício alto, a possibilidade de interacção entre o escoamento e a estrutura pode conduzir a alterações da pressão dinâmica e da resposta do edifício ao longo do tempo. O presente capítulo aborda também o modo como foi considerada esta solicitação dinâmica, em que foram adoptadas algumas simplificações.

5.2. DESCRIÇÃO ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO

As torres gémeas do WTC, situadas em Nova Iorque na ponta sul de Manhattan, eram os elementos principais do complexo de sete edifícios do World Trade Center. Cada uma das torres possuía 110 pisos acima do nível da praça e 7 pisos subterrâneos. As escavações para as caves do complexo começaram a 5 de Agosto de 1966 e a construção da estrutura metálica em Agosto de 1968. Os edifícios começaram a ser ocupados em Dezembro de 1970, e foram inaugurados oficialmente a 4 de Abril de 1973 [47]. Na manhã do dia 11 de Setembro de 2001, um atentado terrorista levou a que dois aviões comerciais fossem desviados e levados a embater deliberadamente contra as torres conduzindo ao seu colapso.

Com 417m de altura e base de 64x64m, a torre 1 possuiu o título de edifício mais alto do mundo. De acordo com [39] o edifício pesava uma média de cerca de 420ton/m, mas apesar da enorme acção gravítica foi a acção do vento que mais condicionou o seu sistema estrutural [14]. Rigidamente conectadas umas às outras, as paredes das fachadas que formavam a estrutura eram constituídas por 240 pilares tubulares de aço espaçados de cerca de 1 metro (Figura 5.1) e com espessura a variar a cada 22 andares [39]. Com secção quadrada de lado igual a 36cm, estes pilares desempenhavam um

papel fundamental na resistência estrutural do edifício à acção do vento. Os pilares adjacentes eram ligados por uma viga alta com 1,3 m de altura.

A parede onde o vento incidia comportava-se como o banzo de tracção do tubo, e a parede oposta comportava-se como o banzo de compressão. As paredes laterais comportavam-se como almas do tubo, e transferiam os esforços entre a parede de barlavento e a de sotavento.

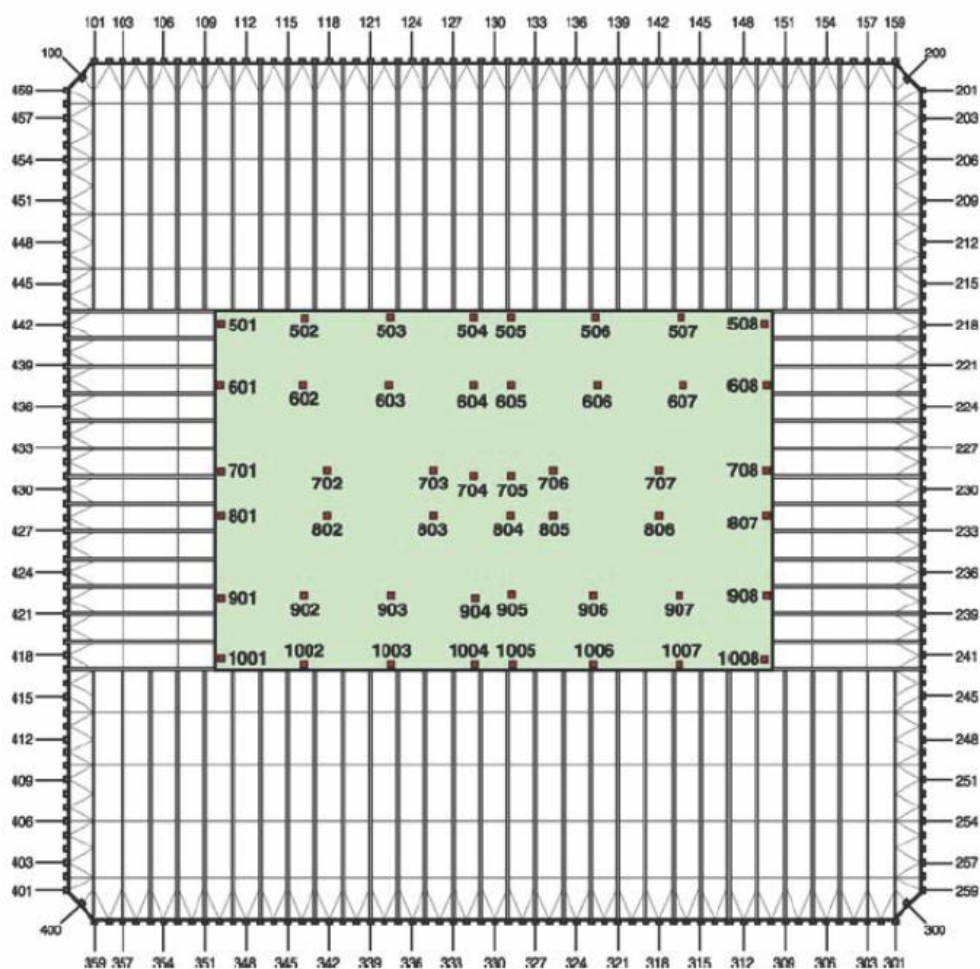


Figura 5.1 – Planta estrutural da torre 1 do WTC [20].

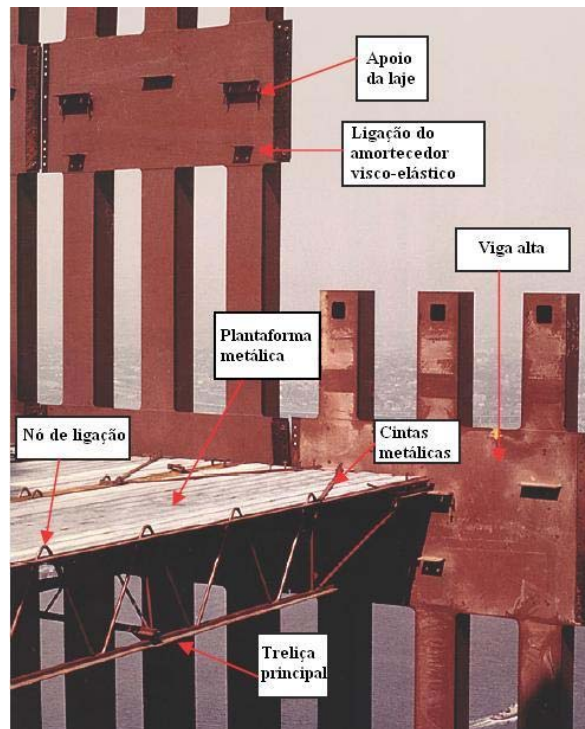


Figura 5.2 – Perspectiva dos pilares da fachada e da treliça metálica de suporte a laje [20].

A rigidez das vigas altas, criada pelo efeito combinado de vão reduzido e altura significativa, criou um sistema estrutural que era rígido lateral e verticalmente. A construção das paredes exteriores foi feita usando módulos pré-fabricados, consistido cada um por três pilares, com altura de três pisos, ligados por vigas altas, sendo os elementos todos soldados. Na base do edifício cada conjunto de três pilares adjacentes juntava-se para formar um pilar maior, numa formação como que em “garfo”. De acordo com [14] este edifício foi projectado para resistir a uma pressão lateral do vento de cerca de 2kPa.

No centro do edifício existia um núcleo que suportava a maior parte do peso do edifício. Alguns dos pilares que o constituíam eram muito espessos, com secções de 356 mm por 915 mm, transformando-se, nos pisos superiores, em grandes perfis laminados. A constituição das lajes consistia em 10 cm de betão leve (13 cm na zona do núcleo), sobre uma plataforma metálica. Fora do núcleo a plataforma do piso era suportada por uma série de treliças que se dispunham entre a parede exterior e o núcleo (Figura 5.2) e que conferiam grande rigidez torsional ao edifício. A laje tinha um comportamento de estrutura mista, composta pela lajeta de betão e a treliça metálica [47].

Entre os pisos 106 e 110 existiam uma série de barras diagonais nos pórticos do edifício. Estas diagonais, juntamente com os pilares e as lajes, formavam uma treliça espacial que se estendia entre as paredes exteriores e passava pelo núcleo do edifício. Este sistema reforçava a estrutura para a resistência ao vento, mobilizando algum do peso próprio suportado pelo núcleo para garantir estabilidade face ao derrube.

A proximidade das duas torres conduziu a que a acção do vento em cada uma fosse condicionada pela alteração do escoamento provocada pela proximidade da outra. A quantificação da acção do vento foi feita através de um ensaio em túnel de vento, elaborado na Universidade do Colorado com recurso a um modelo à escala de 1:500 [39].

Foram utilizados cerca de 10000 amortecedores visco-elásticos colocados entre a parte inferior da treliça principal da laje e os pilares da parede exterior desde o 7º ao 107º piso. Estes amortecedores,

projectados por Mahmoodi [39], foram pela primeira vez aplicados em arranha-céus com intuito de reduzir os movimentos do edifício induzidos pela acção do vento e de abalos sísmicos. Na Figura 5.3 é possível ver a sua localização.

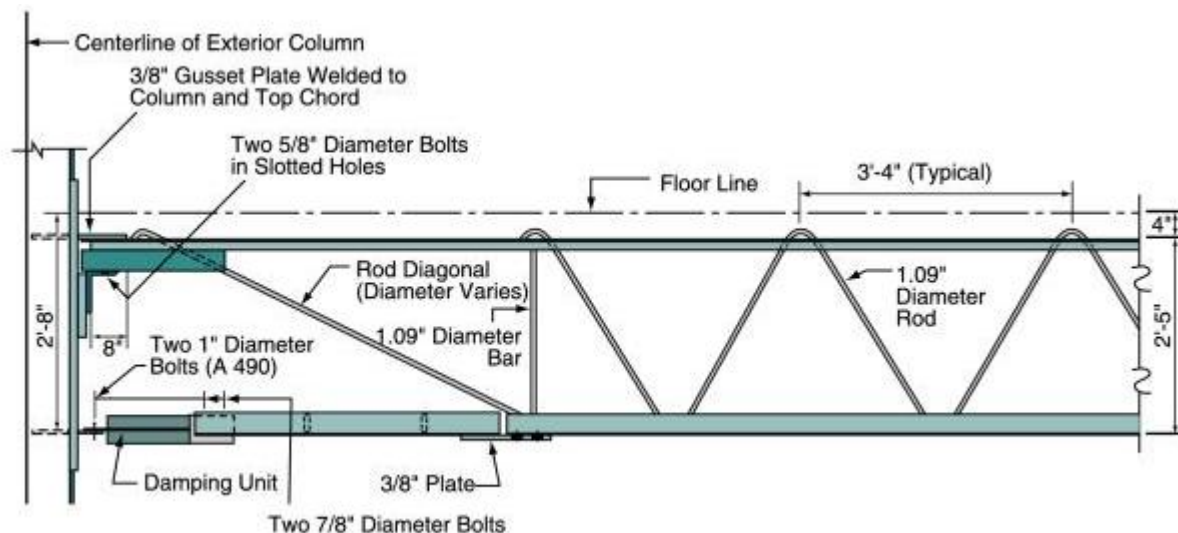


Figura 5.3 – Detalhe da ligação entre o piso e o pilar da fachada [23].

5.3. MODELAÇÃO DE UM PÓRTICO EQUIVALENTE AO WTC

Uma vez descrito o sistema estrutural da torre 1 do WTC, interessa reproduzir um modelo computacional que possua uma rigidez e massa tais que permitam obter um comportamento próximo do esperado para o edifício acima descrito sob a acção horizontal do vento.

Foi modelado no programa ROBOT MILLENIUM v.16.5 um pórtico que tenta reproduzir tal comportamento. Cada um dos pilares laterais do pórtico tem inércia equivalente correspondente à inércia total dos pilares de uma fachada perpendicular à direcção vento. O pilar central do pórtico tem uma inércia equivalente à soma das inércias das duas fachadas longitudinais à direcção do vento com a inércia devida à contribuição do núcleo. Um esquema ilustrativo encontra-se na Figura 5.4.

De acordo com [39], a contribuição da inércia das fachadas juntamente com o núcleo é dada aproximadamente pelos valores estabelecidos quadro 5.1. Estes valores encontram-se diferenciados em cinco grupos para ter em conta a variação da espessura dos pilares de 22 em 22 pisos e, segundo o mesmo autor, a massa do edifício é em média de 420ton/m, podendo diferenciar-se nos cinco grupos considerados de acordo com os valores estabelecidos no quadro 5.1. O valor do módulo de elasticidade considerado foi de 200 GPa.

Adoptando uma secção rectangular com 1m de largura, calcularam-se as dimensões necessárias do pilar central para que a inércia equivalente deste correspondesse à inércia de cada grupo. As secções equivalentes adoptadas encontram-se apresentadas no quadro 5.2. A contribuição dos pilares laterais em termos de inércia é diminuta quando comparada com o pilar central.

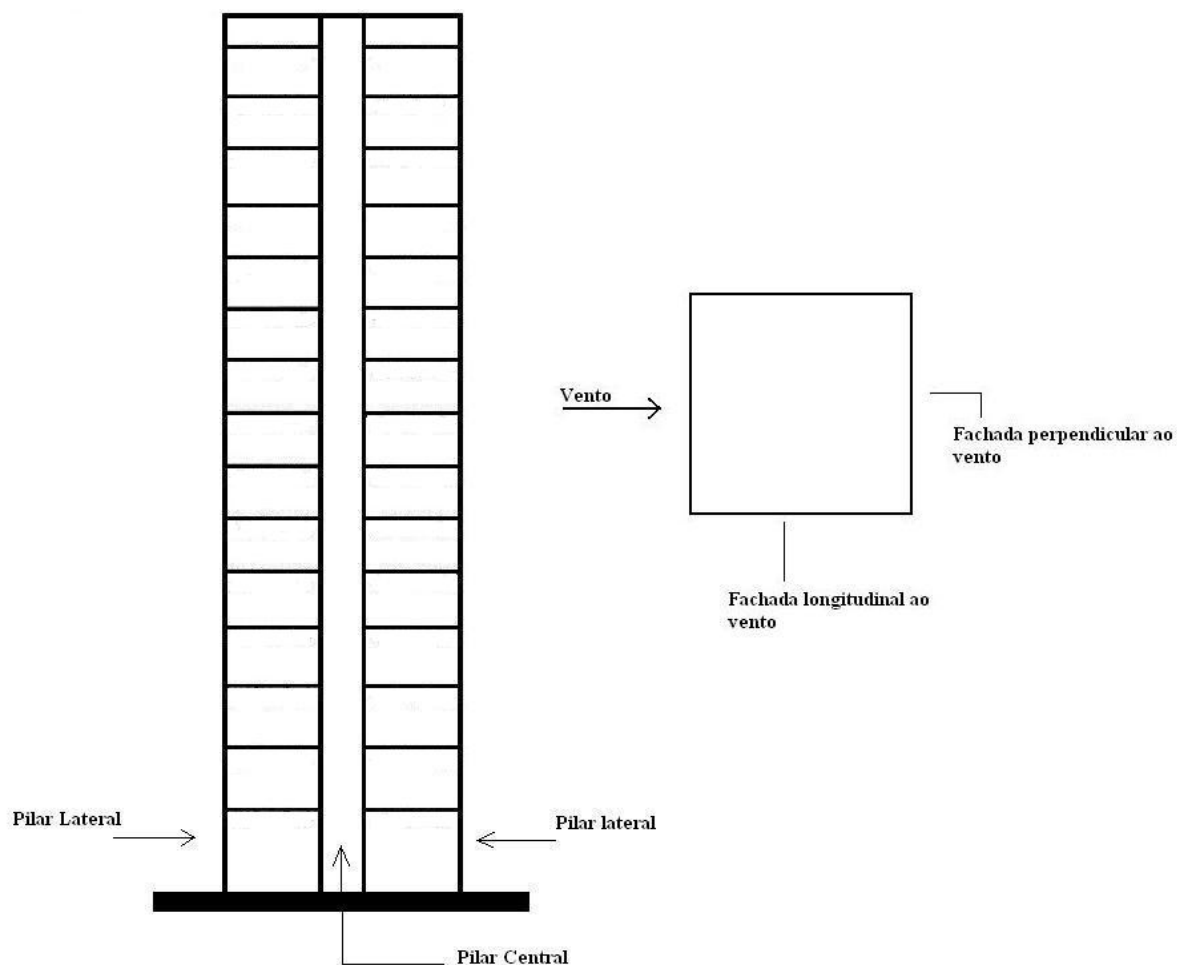


Figura 5.4 – Esquema do pórtico equivalente ao WTC.

Quadro 5.1 – Dados relativos à estrutura do WTC.

Grupo	M (ton/m)	$I_{FAC} (m^4)$	Contribuição do núcleo (%)	$I_{Total} (m^4)$
Até 22 piso	454,16	2831,57	34	3794,30
Até 44 piso	436,32	2165,73	30	2815,44
Até 66 piso	413,52	1666,18	27	2116,04
Até 88 piso	392,19	1333,08	21	1613,02
Até 110 piso	368,80	999,90	15	1149,88

Quadro 5.2 – Dados relativos ao pórtico modelado.

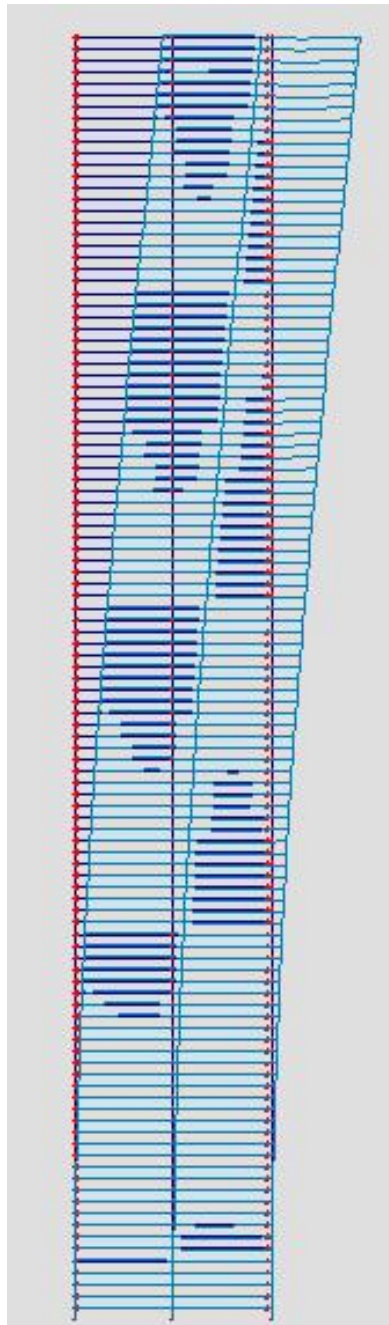
Grupo	Pilares Laterais	Pilar Central
Até 22 piso	1x1m	1x36m
Até 44 piso	1x1m	1x33m
Até 66 piso	1x1m	1x30m
Até 88 piso	1x1m	1x27m
Até 110 piso	1x1m	1x24m

No que respeita à simulação dos pisos, foi simulada uma viga equivalente à treliça metálica que suporta a lâmina de betão. Foi calculado o centro de gravidade da treliça e a inércia das barras metálicas relativamente a esse centro, tendo-se obtido uma inércia total correspondente ao piso de $3,86 \times 10^{-2} \text{ m}^4$. Escolhendo uma viga rectangular de área aproximadamente igual à área das barras principais da treliça e com a inércia calculada, encontrou-se uma viga equivalente de dimensões $b=0,55\text{m}$ e $h=0,95\text{m}$.

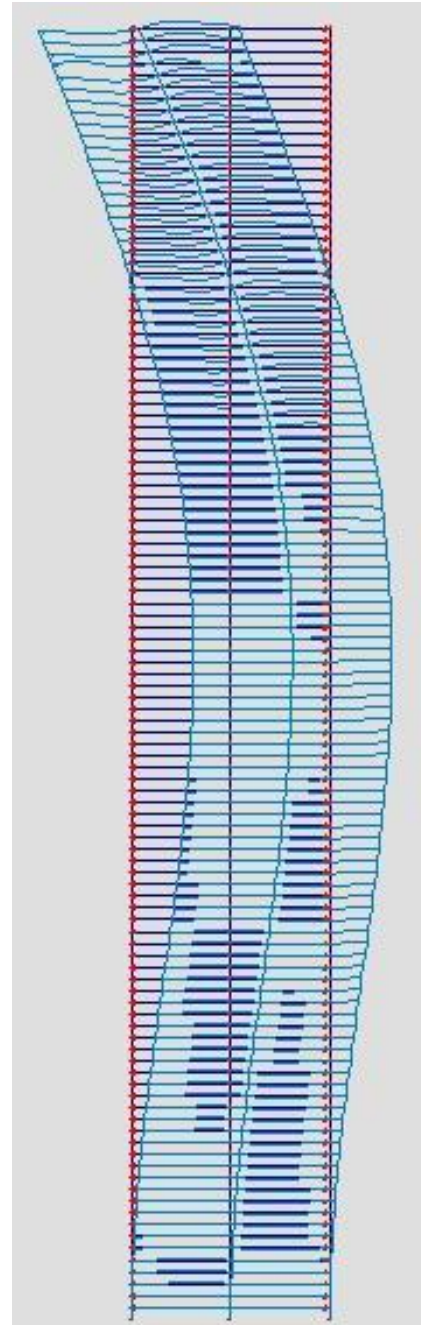
Na Figura 5.5, estão representados os dois primeiros modos de vibração da estrutura modelada. Para o primeiro modo foi encontrada uma frequência de vibração de 0,132 Hz, bem próxima da frequência encontrada por [39] numa modelação tridimensional do edifício no programa SAP2000. O quadro 5.3 apresenta os valores das frequências e dos períodos encontrados para os primeiros seis modos de vibração da estrutura. Como se pode verificar a estrutura apresenta dois modos cujas frequências de vibração são inferiores a 1Hz mas o primeiro modo exibe claramente uma frequência mais baixa.

Quadro 5.3 – Frequências e períodos dos primeiros seis modos de vibração da estrutura modelada.

Modo	Frequência	Período
Modo 1	0,132 Hz	7,577 seg.
Modo 2	0,692 Hz	1,446 seg.
Modo 3	1,831 Hz	0,546 seg.
Modo 4	3,496 Hz	0,286 seg.
Modo 5	5,550 Hz	0,180 seg.
Modo 6	8,104 Hz	0,123 seg.



1º modo de vibração



2º modo de vibração

Figura 5.5 – Primeiros dois modos de vibração do pórtico modelado.

5.4. MODELAÇÃO DA ACÇÃO DINÂMICA DO VENTO

A grande complexidade da modelação dos escoamentos turbulentos em termos analíticos e, em especial, quando se verifica interacção com corpos imersos nesses escoamentos, levou a adoptar, de forma sistemática no caso dos edifícios altos, o recurso a modelos físicos construídos à escala, respeitando integralmente a geometria dos corpos e instalados em túneis de aerodinâmicos em que se simulam as propriedades do escoamento. No caso presente, para uma correcta quantificação destas acções seria indispensável o recurso a um estudo deste tipo, uma vez que uma análise dinâmica por si só poderá não ser suficiente para ter em conta esta interacção entre a estrutura e a solicitação.

Convém salientar que uma análise no domínio do tempo é complexa e por vezes de difícil implementação. Não sendo objectivo deste trabalho um estudo detalhado de metodologias para a quantificação dinâmica das pressões do vento num edifício alto para uma análise ao longo do tempo, foram nesta fase adoptadas algumas simplificações.

Supõe-se que as interacções entre a estrutura e o fluido não são significativas e admite-se uma correlação das flutuações de velocidades em altura de forma simplificada. Esta opção tem como principal justificação o facto de se pretender estudar o efeito de sistemas de mitigação de vibrações, procurando-se deste modo obter níveis de vibração semelhantes aos obtidos com metodologias mais rigorosas, e uma vez que a quantificação da correlação das flutuações de velocidade em altura seria por si só objecto de estudo de um outro trabalho.

Começa-se por fazer-se uma abordagem da metodologia utilizada para gerar séries de vento que, posteriormente, serviram para cálculo da pressão dinâmica em cada instante e consequentemente para quantificação da carga temporal actuante ao nível de cada piso do pórtico.

5.4.1. SÉRIES SINTÉTICAS DE VENTO

O método usado na geração de séries tem por base um método correntemente designado por método de Shinozuka, que baseia a geração de séries temporais no cálculo da função inversa da transformada clássica de Fourier da amplitude da função de densidade espectral de energia de um processo, sendo a geração de séries sintéticas de vento, na gama de comprimentos de onda correspondentes a flutuações de distribuição aproximadamente gaussiana do escoamento atmosférico, uma possível aplicação prática [40].

O objectivo do método consiste em obter uma realização de um processo estocástico (por exemplo, uma série temporal de flutuações da componente longitudinal da velocidade do vento) a partir da função de densidade espectral que caracteriza o processo. O método recorre a esta função para efectuar a soma ponderada de funções sinusoidais (neste caso de co-senos). A contribuição de cada uma das N ondas é dada pela amplitude do espectro ($S_v(n)$, função real) para a frequência própria que a caracteriza (n). As fases obtêm-se no caso de espectro unidimensional de séries simples não correlacionadas por geração de números pseudo aleatórios compreendidos entre os valores de 0 e 2π .

Segundo o método de Shinozuka, no caso mais simples de processos estocásticos unidimensionais e univariados, uma realização do processo poderá ser obtida pela equação (5.1) [6][40].

$$u(t) = \sqrt{2} \sum_{k=1}^n A_k \cos(w_k \cdot t + \phi_k) \quad (5.1)$$

Onde,

$$A_k = \sqrt{S(w_k) \cdot \Delta w} \quad (5.2)$$

Com,

$$\Delta w = \frac{w_{max} - w_{min}}{N} \quad (5.3)$$

Nas expressões anteriores N é o número de frequências de discretização do espectro, w_k é a frequência angular igual a $2\pi \cdot n_k$, onde n_k é a frequência e com $w_k = w_{k-1} + \Delta w$, e ϕ_k é a fase correspondente a cada frequência discreta obtida por um método pseudo aleatório no intervalo de $[0; 2\pi]$.

Para gerar as séries sintéticas de vento é necessária a definição de uma função de densidade espectral para as flutuações de velocidade longitudinal do vento. De entre as funções já referenciadas no trabalho, escolheu-se a função de densidade espectral dada pelo EC1, traduzida de forma adimensional por:

$$S_L(z, n) = \frac{n \cdot S_v(n)}{\sigma_v^2} = \frac{6,8 \cdot f_l(z, n)}{[1 + 10,2 \cdot f_l(z, n)]^{5/3}} \quad \text{com} \quad f_l(z, n) = \frac{n \cdot L(z)}{v_m(z)} \quad (5.4)$$

Para que a geração das séries assegure a execução de um processo ergódico, segundo [40] o número de frequências de discretização do espectro, N , deve ser suficientemente elevado. No entanto, não tendo indicação acerca do número de frequências discretas a utilizar, fez-se um estudo da geração das séries de vento discretizando o espectro em diferentes números de intervalos de frequências. As Figuras 5.7, 5.8, 5.9, 5.10 e 5.11, apresentam as flutuações de velocidade longitudinal do vento obtidas de acordo com o processo descrito, através da divisão da função de densidade espectral em 50, 100, 500, 1000 e 5000 intervalos, respectivamente. Estas flutuações foram calculadas para uma cota de $H = 100m$, considerando o terreno da categoria IV de acordo com o EC1 ao qual corresponde um comprimento de rugosidade $z_0 = 1m$. A velocidade base admitida foi de $30 m/s$, e nestas condições, de acordo com o EC1, pôde obter-se $\sigma_v = 7,03$. A Figura 5.6 apresenta a função densidade espectral $S_v(n)$ em função de f_l para estas condições. Tal como descrito, em cada uma das séries, os ângulos de fase, ϕ_k , foram gerados aleatoriamente para cada série e para uma gama de intervalo de $[0; 2\pi]$.

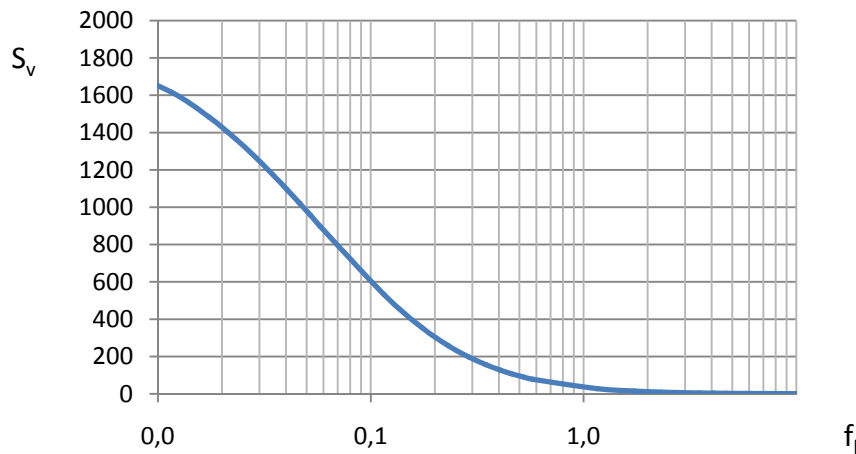


Figura 5.6 – $S_v(n)$ em função de f_l .

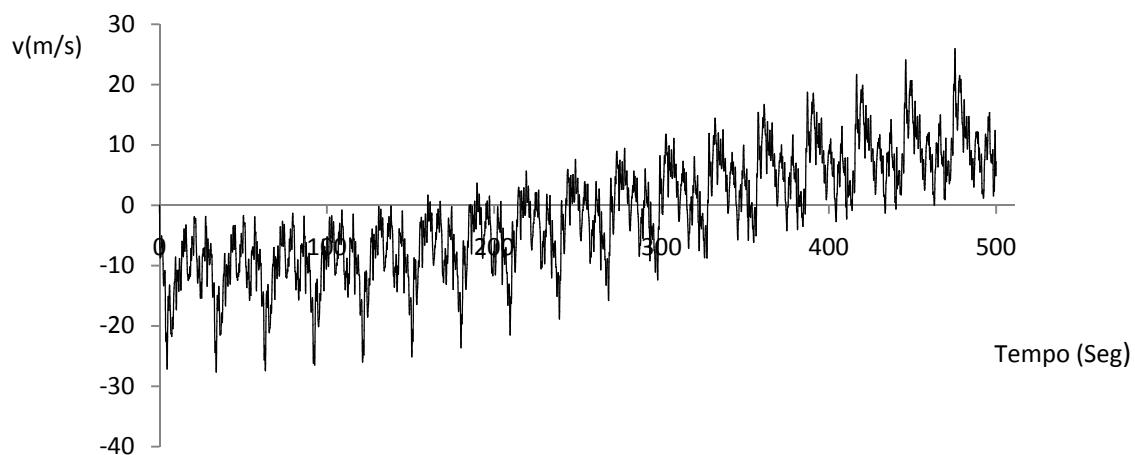


Figura 5.7 – Flutuações da velocidade longitudinal do vento discretizando o espectro em 50 intervalos.

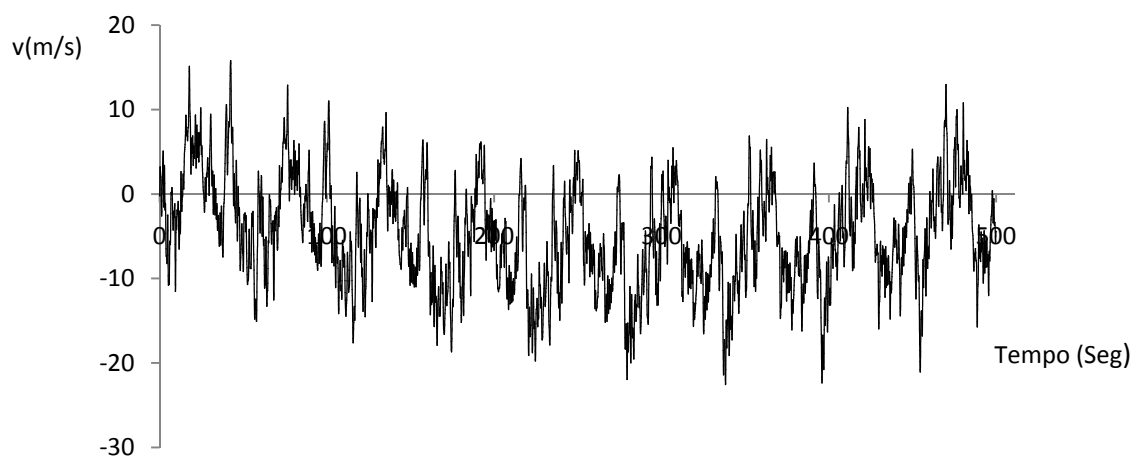


Figura 5.8 – Flutuações da velocidade longitudinal do vento discretizando o espectro em 100 intervalos.

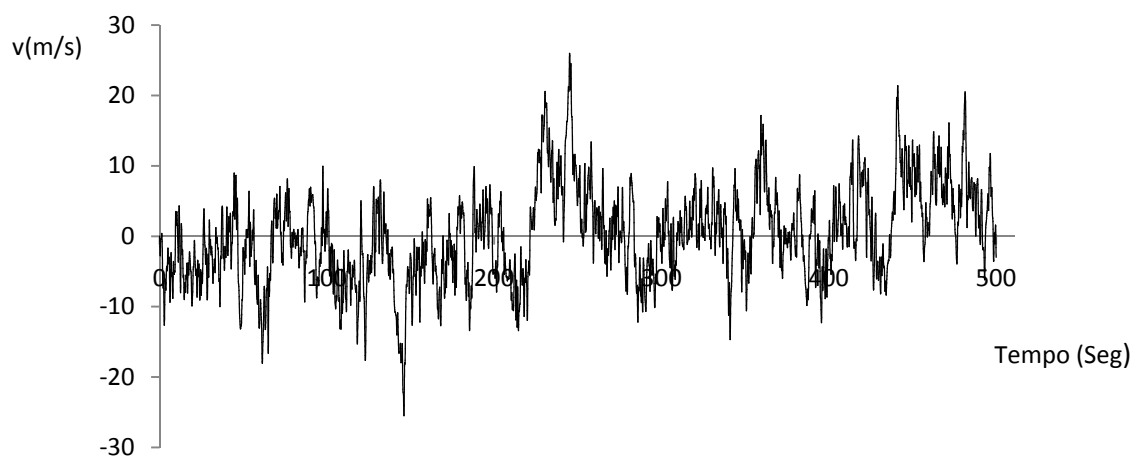


Figura 5.9 – Flutuações da velocidade longitudinal do vento discretizando o espectro em 500 intervalos.

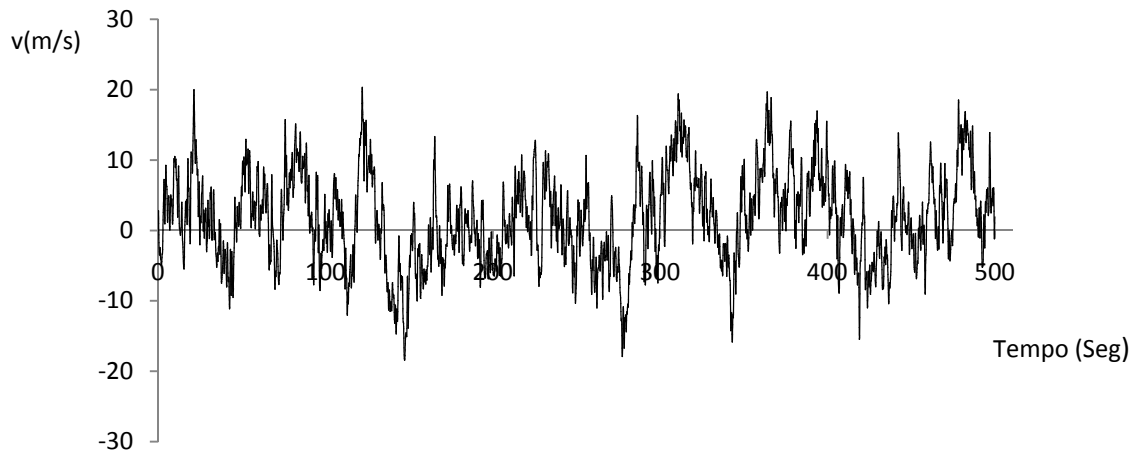


Figura 5.10 – Flutuações da velocidade longitudinal do vento discretizando o espectro em 1000 intervalos.

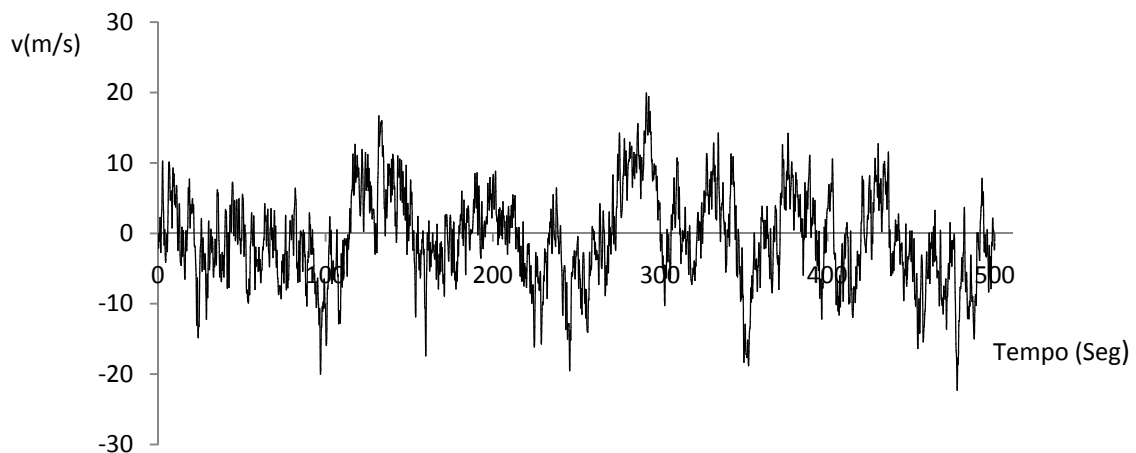


Figura 5.11 – Flutuações da velocidade longitudinal do vento discretizando o espectro em 5000 intervalos.

Como a função de densidade espectral tem valores elevados para baixas frequências mas reduz o seu valor rapidamente com o aumento das mesmas (Figura 5.6), pela análise das Figuras anteriores pode constatar-se que quando se opta por um número mais baixo de frequências de discretização do espectro para geração das séries sintéticas de vento, estas são claramente mais afectadas pelas componentes de baixa frequência, onde o espectro possui mais energia, traduzindo-se num valor numérico mais elevado (Figuras 5.7 e 5.8).

Adoptando um número de frequências de discretização cerca de 500 (Figura 5.9), já não se nota tanta influência das componentes de frequência baixa, embora para os casos de discretização com 1000 e 5000 intervalos (Figuras 5.10 e 5.11) se constate que não existe uma frequência de onda claramente dominante, sendo todo o processo resultado da soma de várias sinusóides cuja amplitude é resultado do valor espectral para um intervalo de frequência mais reduzido. Não parecem existir grandes diferenças entre a divisão do espectro em 1000 intervalos ou 5000, porém, parece razoável admitir que quanto mais estreito for o intervalo de frequências maior serão o número de sinusóides consideradas e portanto melhor definido será o processo.

5.4.2. ACÇÃO DINÂMICA DO VENTO

Pelo que foi visto anteriormente, a força do vento em cada instante sobre uma determinada área, A , pode ser dada por:

$$F(t) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot c_f \cdot A \cdot U(t)^2 \quad (5.5)$$

Onde ρ é a densidade específica do ar, c_f é o coeficiente de forma e $U(t)$ a velocidade do escoamento em cada instante.

Admitindo a velocidade do vento dada pela soma de uma componente média, \bar{U} , com outra flutuante, $u(t)$, virá:

$$F(t) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot c_f \cdot A \cdot (\bar{U} + u(t))^2 \quad (5.6)$$

O mesmo será dizer que:

$$F(t) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot c_f \cdot A \cdot \bar{U}^2 + \rho \cdot c_f \cdot A \cdot \bar{U} \cdot u(t) + \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot c_f \cdot A \cdot u(t)^2 \quad (5.7)$$

Pelo processo de geração de séries visto em 5.4.1, as flutuações da velocidade ao longo do tempo são facilmente obtidas, acontece que, a componente flutuante da velocidade para além de função do tempo, possui também uma variabilidade no espaço devendo o modelo dinâmico reflectir portanto, para além da variabilidade temporal do escoamento atmosférico, a sua variabilidade espacial. Tal pode ser tido em conta através da correlação das séries, que no domínio do tempo é o indicador privilegiado para a análise da relação entre dois processos estocásticos ocorrendo simultaneamente em dois pontos distintos A e B afastados entre si. Forma de tomar em consideração esta situação no domínio do tempo é sugerida em [40].

No entanto, a análise da correlação das séries no domínio do tempo foge do âmbito pretendido para o trabalho, pelo que, a não simultaneidade da ocorrência das flutuações da velocidade do vento no espaço foi tida em conta de forma aproximada. Considerando que a resposta é apenas condicionada pela contribuição do primeiro modo de vibração da estrutura (condição que também é imposta para o cálculo o factor estrutural através do EC1), e tal como exposto no ponto 3.5.2, para um sistema de um grau de liberdade, a passagem do espectro de potência das flutuações da velocidade do vento para o espectro da resposta é dada por:

$$S_X(n) = \frac{4\bar{X}}{\bar{U}^2} \cdot |H(n)|^2 \cdot \chi^2(n) \cdot S_u(n) \quad (5.8)$$

Onde $\chi^2(n)$ representa a função de admitância aerodinâmica. Segundo [17], numa análise no domínio da frequência é esta função que tem em conta a não ocorrência em simultâneo das flutuações de velocidade em grandes estruturas: *“For larger structures, the velocity fluctuations do not occur*

simultaneously over the windward face and their correlation over the whole area, A, must be considered. To allow for this effect, an aerodynamic admittance, $\chi^2(n)$, is introduced.”.

Tendo em conta a dificuldade da quantificação da correlação das flutuações de velocidade do vento no domínio do tempo, o que foi feito para obter as cargas dinâmicas actuantes foi multiplicar a função de densidade espectral das flutuações do vento, $S_u(n)$, pela função de admitância aerodinâmica, $\chi^2(n)$, dada em (3.5.2), e a partir do espectro daí resultante, foram geradas séries com base no processo anteriormente descrito. Note-se que estas séries não representam flutuações reais de velocidades, são antes uma forma aproximada de, admitindo a mesma lei de variação da força em cada piso, ter em conta a não ocorrência em simultâneo das pressões ao longo da altura do edifício.

Considerando que o WTC se encontra num terreno da categoria IV de acordo com o EC1, e de acordo com [39] citando R. C. Battista, a velocidade de base, tendo em conta registos de três estações meteorológicas próximas da cidade de Nova York e para um período de recorrência de 50 anos, foi tomada igual a 30m/s.

A questão que agora se coloca é para que altura gerar estas séries. De acordo com o EC1, para estruturas com a forma da do caso de estudo considerado, os parâmetros da função densidade espectral para o cálculo do factor estrutural devem ser calculados para uma altura de referência de aproximadamente 0,6 vezes a altura do edifício. Tendo em conta esta indicação, a altura escolhida para gerar as séries foi de 250m, cerca de 60% da altura da torre 1 do World Trade Center.

De acordo com o acima exposto, e para análise dinâmica do caso do estudo, foram geradas dez séries aleatórias. As forças aplicadas foram obtidas de acordo com a equação 5.7 tendo em conta as pressões actuantes e a área de influência correspondente a cada piso, considerando a velocidade média do vento em função da altura dada pela expressão do EC1 e com flutuações de velocidade dadas pelas séries geradas.

A título de exemplo apresenta-se na Figura 5.12 uma série (designada por série 1) para as flutuações de velocidade do vento gerada nestas condições para uma altura de 250m e a partir do espectro de potência do EC1. A Figura 5.13 apresenta a mesma série, isto é, adoptando os mesmos ângulos de fase para as harmónicas, mas gerada a partir do espectro de potência previamente multiplicado pela função de admitância aerodinâmica, $\chi^2(n)$. As restantes séries encontram-se apresentadas no anexo 1.

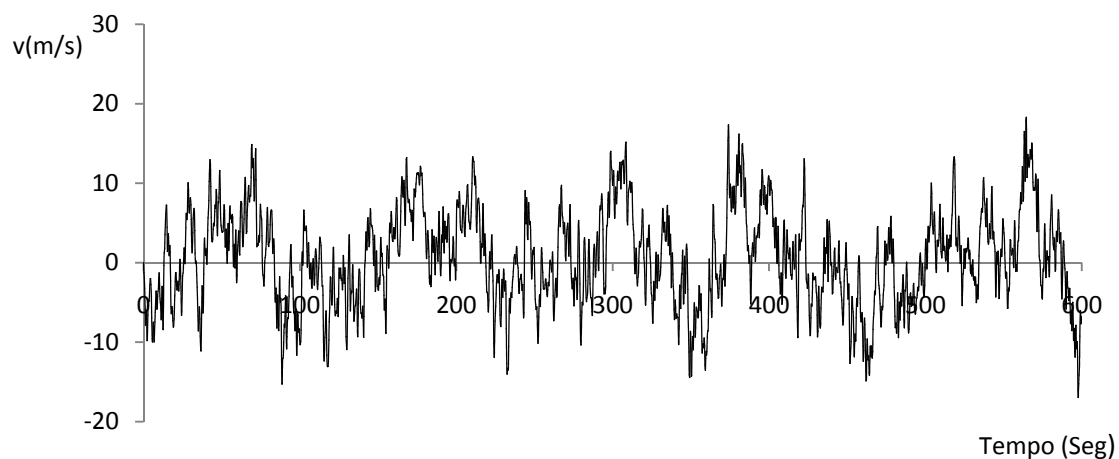


Figura 5.12 – Série gerada para uma altura de 250m, com velocidade base de 30 m/s e para um terreno da categoria IV, a partir do espectro de potência do vento dado pelo EC1.

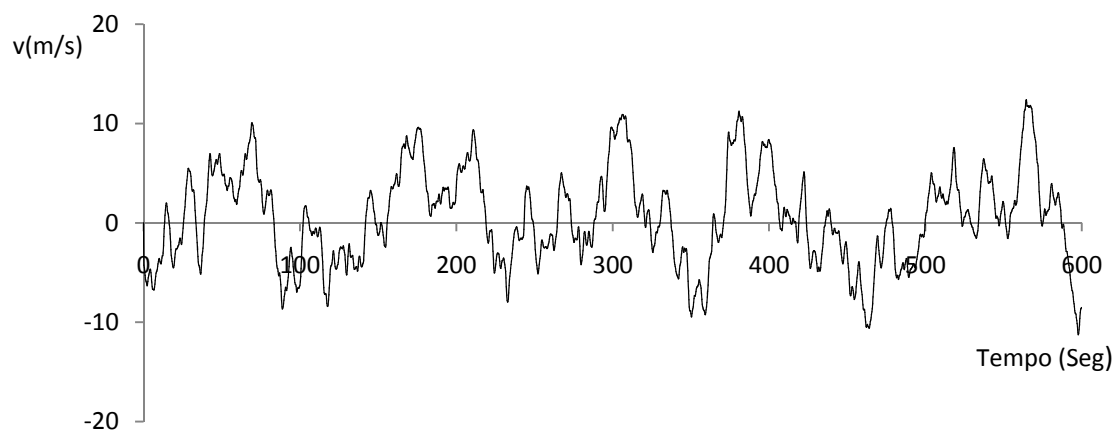


Figura 5.13 – Série gerada para uma altura de 250m, com velocidade base de 30 m/s e para um terreno da categoria IV, a partir do espectro de potência do vento dado pelo EC1 previamente multiplicado por $\chi^2(n)$.

6

SISTEMAS DE CONTROLO DE VIBRAÇÕES

6.1. INTRODUÇÃO

À medida que a tecnologia da construção civil avança, as estruturas e em particular os edifícios altos, tornam-se cada vez mais esbeltas e as arrojadas concepções estruturais que vão sendo adoptadas conduzem a edifícios cada vez mais flexíveis. Nestas condições, a aplicação de acções dinâmicas sobre os edifícios altos pode conduzir a níveis de vibração elevados capazes de pôr em causa a sua integridade estrutural.

Acções ambientais como o vento e os sismos podem, em certas situações, não pôr em causa a estabilidade estrutural do edifício mas conduzir a situações de incomodidade por parte dos seus utilizadores devido a um nível de vibração excessivo.

Para atenuar as amplitudes das oscilações indesejadas poderia por exemplo alterar-se as propriedades do sistema estrutural fazendo variar a sua massa e rigidez, de tal forma que as frequências fundamentais de vibração da estrutura se afastem da faixa de ressonância das forças dinâmicas. Podendo nem sempre tratar-se uma solução arquitectónica e economicamente consensual, recorre-se por vezes à utilização de dispositivos de dissipação ou atenuação da energia de vibração produzida pela acção dinâmica por meio de sistemas de controlo passivo.

Existem diversos sistemas de controlo de passivo de vibrações e a concepção de um sistema deste tipo pode envolver características muito variadas. No entanto, estes sistemas procuram sempre através das suas propriedades e do próprio movimento da estrutura, gerar forças de controlo passivo que resultem por atenuar amplitudes das respostas dinâmicas da estrutura [29] [43] [12].

No ponto 6.2 deste capítulo enumeram-se algumas técnicas para controlo de vibrações em estruturas sujeitas a acções dinâmicas. Podendo ser usados vários dispositivos para controlo do desempenho das estruturas sujeitas à acção de solicitações dinâmicas, destacam-se os amortecedores visco-elásticos, os amortecedores friccionais e os amortecedores fluidos.

O ponto 6.3 reveste particular atenção para o sistema de controlo através de amortecedores de massas sintonizadas (TMD's) cujo funcionamento vai ser testado para atenuação de vibrações no caso de estudo considerado.

6.2. ALGUMAS TÉCNICAS DE CONTROLO DE VIBRAÇÕES

Os amortecedores adicionais são dispositivos propositadamente incorporados na estrutura, principalmente nos elementos de ligação de pórticos metálicos com intuito de contribuir para a

dissipação da energia proveniente da solicitação dinâmica. Dependendo do modo como esta dissipação de energia é feita existem diferentes tipos de amortecedores adicionais.

Os amortecedores visco-elásticos incorporam um material visco-elástico capaz de dissipar energia através da deformação do material quando sujeito a tensões de corte. Os materiais visco-elásticos incorporam características que combinam a parte elástica e viscosa quando submetidos a deformação, isto é, este tipo de material retornará às suas formas originais após um ciclo de deformação, mas com uma certa quantidade de energia perdida sob a forma de calor [17].

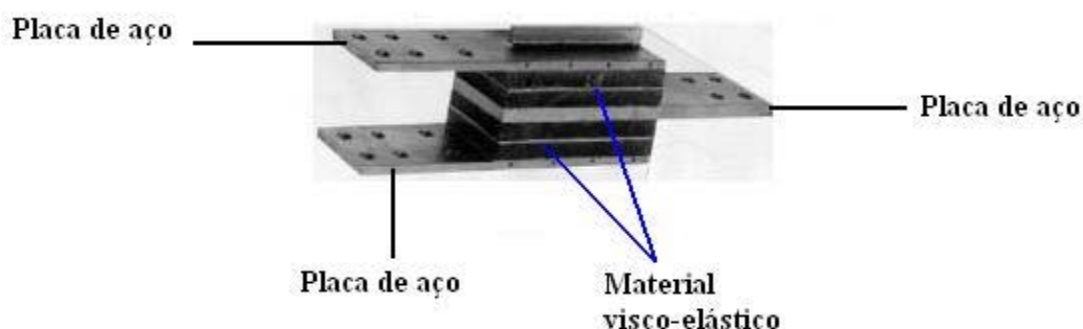


Figura 6.1 – Amortecedor visco-elástico comum [16].

A Figura 6.1 mostra um amortecedor visco-elástico comum, consistindo em duas camadas de material visco-elástico envolvidas por três placas de aço paralelas (Mahmoodi, 1969). O gráfico da força versus extensão deste tipo de amortecedor apresenta um comportamento histerético, apresentando-se na Figura 6.2 o ciclo histerético para um material visco-elástico.

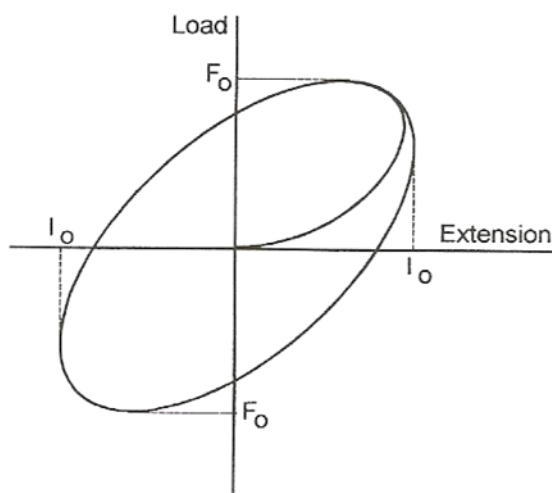


Figura 6.2 – Ciclo histerético para um material visco elástico (Mahmoodi, 1969) [39].

Segundo J. D. Holmes (2001) citando Mahmoodi a área envolvida pelo ciclo é uma medida da quantidade de energia dissipada pelo ciclo. Parece compreensível que o amortecimento deste dispositivo apresentará maior eficiência quando os amortecedores são posicionados em locais onde os deslocamentos relativos entre os dois elementos estruturais são significativos.

Como título de exemplo, este tipo de sistema de controlo foi usado pela primeira vez nas torres gémeas do World Trade Center (WTC) para controlo de vibrações, tendo sido instalados cerca de 100 amortecedores por piso, desde o 7º ao 107º piso. De acordo com Emerson dos Santos (2003), esses amortecedores deveriam garantir, segundo o projecto do edifício, as suas propriedades mecânicas conservadas até ao ano de 2015, não dispensando no entanto verificações periódicas acerca do estado de deterioração do material.

No edifício Columbia Seafirst Center Building (CCB), em Seattle, com vista à redução dos níveis de aceleração, foram instalados 260 amortecedores ao longo das diagonais do núcleo da torre. Embora em número substancialmente inferior aos usados nas torres do WTC, as dimensões dos amortecedores usados no CCB eram bastante superiores. A Figura 6.3 mostra a localização dos amortecedores neste último edifício. Segundo J. D. Holmes (2001), uma análise mais detalhada do uso de amortecedores visco-elásticos em edifícios altos é dada por Samali and Kwok (1995).

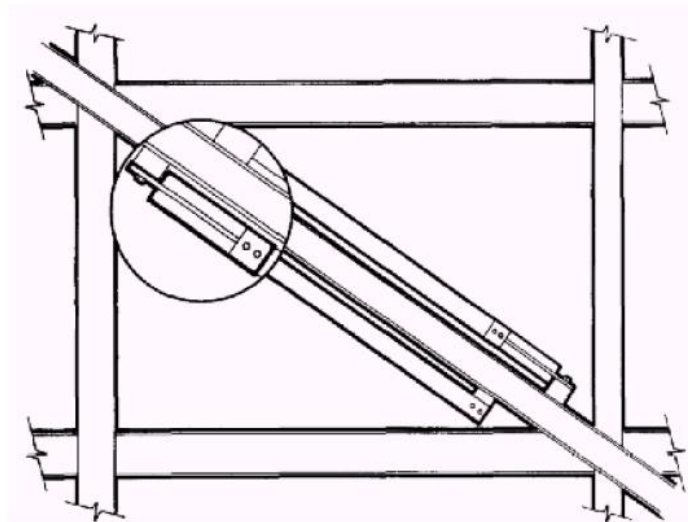


Figura 6.3 – Localização dos amortecedores visco-elásticos no CCB [39].

Outro tipo de amortecedores adicionais é também o amortecedor histerético do tipo metálico. Constituído normalmente por um metal com características de elevada ductilidade, a energia é dissipada através de sucessivas deformações plásticas do material, tirando portanto partido do comportamento após cedência do material, normalmente do aço. A Figura 6.4 apresenta um detalhe de um amortecedor deste tipo e a Figura 6.5 apresenta um caso de aplicação deste numa escola em Potenza, Itália [16].



Figura 6.4 – Detalhe de um amortecedor histerético metálico [16].



Figura 6.5 – Aplicação de amortecedores histeréticos metálicos numa escola em Potenza, Itália [16].

No caso dos amortecedores de fluidos viscosos, o seu sistema de dissipação de energia pode ser comparado aos amortecedores dos automóveis e motos. O seu funcionamento consiste na imposição de um movimento a um êmbolo que força a passagem de um determinado fluido (eventualmente óleo) por um ou vários orifícios. É com recurso às propriedades do fluido e através da passagem forçada deste pelos orifícios que se dá a dissipação de energia. A Figura 6.6 apresenta um detalhe de um amortecedor deste tipo enquanto a Figura 6.7 mostra a sua aplicação num pórtico metálico.



Figura 6.6 – Detalhe de um amortecedor fluido viscoso. [16].



Figura 6.7 – Aplicação de um amortecedor fluido viscoso num pórtico metálico. [16].

Um possível amortecedor adicional que pode ser utilizado para redução de vibrações é o amortecedor friccional. Tratam-se de dispositivos, de que existe uma variada gama, que através do atrito entre o contacto das suas superfícies de escorregamento se dissipa grande quantidade de energia. Podem ser aplicados a pórticos metálicos e consistem na implementação de uma chapa de gousset entre as faces do perfil de contraventamento, o qual é seccionado em duas partes, permitindo, através do ajuste da tensão nos parafusos, a fricção entre as diversas faces [36]. A Figura 6.8 apresenta um esquema da constituição de um amortecedor friccional, enquanto a Figura 6.9 apresenta a sua aplicação numa ligação metálica de um pórtico.

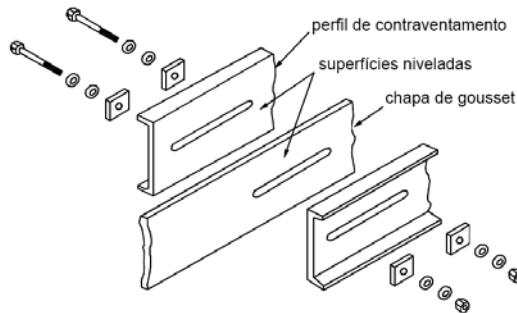


Figura 6.8 – Esquema da constituição de um amortecedor friccional [36].



Figura 6.9 – Amortecedor friccional na ligação numa ligação metálica [16].

Uma outra metodologia possível para controlo de vibrações é através da utilização de amortecedores fluidos sintonizados (TLD). O princípio do seu funcionamento é similar ao dos amortecedores de massas sintonizadas (que será abordado no ponto 6.3), pois consistem na incorporação na estrutura original de um sistema vibratório auxiliar. Contudo, neste tipo de amortecedor, as componentes da massa, da rigidez e do amortecimento do sistema auxiliar encontram-se enquadradas no movimento de um fluido [17]. Podem distinguir-se os “tuned sloshing dampers” (TSD) dos amortecedores de colunas líquidas sintonizadas (TLCD)

Os TSD consistem num recipiente rígido totalmente indeformável contendo um líquido sujeito à pressão atmosférica. Estando o recipiente acoplado à estrutura, o movimento induzido no líquido constituinte deste amortecedor, aquando da oscilação da estrutura devido à excitação dinâmica, gera forças que fazem alterar as características dinâmicas da própria estrutura. O amortecimento é óptimo quando o líquido é excitado em ressonância e responde em movimento denominado de *sloshing*, que é uma situação limite antes de haver quebra de onda, sendo o TSD dimensionado para que a sua frequência natural seja próxima da frequência da estrutura.

A força de controlo é a força de interação entre o dispositivo e a estrutura original e é calculada, em cada instante, em função da diferença da pressão hidráulica dos dois lados do recipiente (ver Figura 6.10) [43]. Segundo Holmes (2001), citando (Fujii *et al.*, 1990), até à data tinham sido instalados amortecedores deste tipo em pelo menos duas estruturas no Japão e numa torre de transmissão televisiva na Austrália.



Figura 6.10 – Esquema de funcionamento de um TSD. [43]

Outro modo de controlar vibrações devidas a carregamentos dinâmicos é através dos amortecedores de colunas líquidas sintonizadas, vulgarmente denominados por TLCD, sendo o seu princípio de funcionamento semelhante ao do TSD. Um esquema de um TLCD encontra-se representado na Figura 6.11. Este dispositivo é constituído por um tubo em forma de “U” no qual circula um líquido com uma dada viscosidade, e estando o atenuador devidamente sintonizado e acoplado a uma estrutura, a oscilação da mesma faz movimentar a coluna líquida no interior do tubo [17]. O princípio de funcionamento do atenuador está na criação de uma força de inércia com o movimento oscilatório da coluna líquida e na dissipação da energia do movimento do líquido através da perda de carga hidráulica resultante da restrição da passagem do escoamento por um orifício no interior do tubo [43].

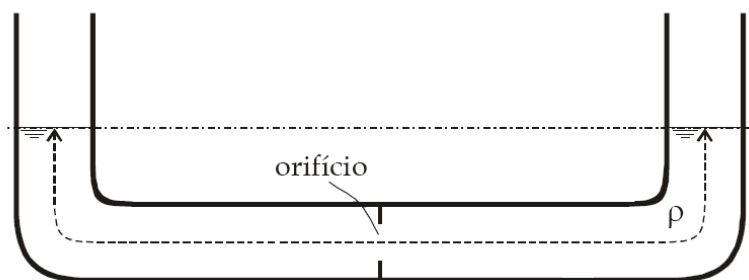


Figura 6.11 – Esquema de um TLCD. [43]

Segundo Holmes (2001), Sakai et al. (1989) dimensionou um TLCD para o “Citycorp Building”, em Nova York numa fase de estudo. Segundo o autor o sistema seria mais simples, leve e presumivelmente mais barato do que o TMD que foi utilizado.

Apesar de não ser utilizada especificamente no contexto de controlo de oscilações devidas à acção do vento, convém referenciar também nesta fase o sistema de controlo através de isolamento de base. Este sistema consiste na colocação entre a estrutura e a fundação de dispositivos de apoio capazes de contrapor uma elevada rigidez na direcção vertical com muito baixa rigidez na direcção horizontal (Figura 6.12). Esta característica pode ser capaz de tornar o movimento horizontal da estrutura o mais independente possível do movimento horizontal do solo, o qual no caso de solicitações sísmicas é responsável por grandes danos estruturais.

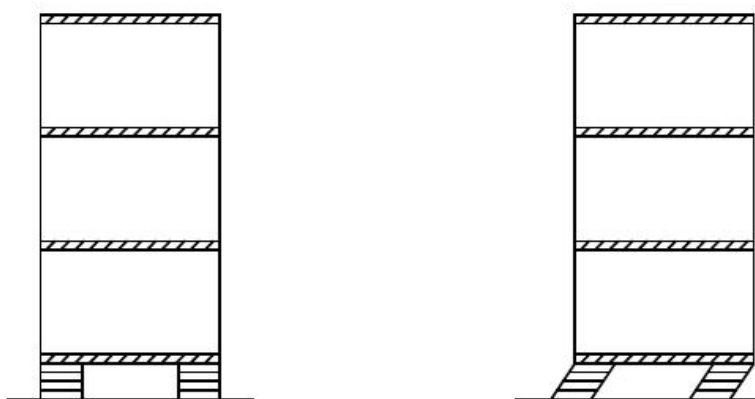


Figura 6.12 – Esquema de um edifício dotado de um sistema de isolamento de base [36].

Pelo que foi dito, a introdução entre a estrutura e a fundação de um dispositivos com muito baixa rigidez na direcção horizontal faz com que a frequência fundamental da estrutura diminua aumentando a sua vulnerabilidade à acção do vento. É por esta razão que este sistema não se revela adequado quando se pretendem controlar oscilações devidas ao vento.

6.3. AMORTECEDORES DE MASSAS SINTONIZADAS

6.3.1. PRINCÍPIO DE FUNCIONAMENTO

Um método por vezes utilizado para mitigação de vibrações devidas a solicitações dinâmicas consiste na aplicação de um sistema adicional à estrutura, com uma dada massa, amortecimento, rigidez e portanto com determinada frequência.

Representa-se esquematicamente na Figura 6.13 a ligação de um amortecedor de massa sintonizada a uma estrutura principal através de uma mola e de um amortecedor viscoso dispostos em paralelo [29]. Nesta situação, este sistema actuará como um sistema de um grau de liberdade adicional conectado à estrutura que, através do seu movimento e das suas ligações, é capaz de dissipar energia.

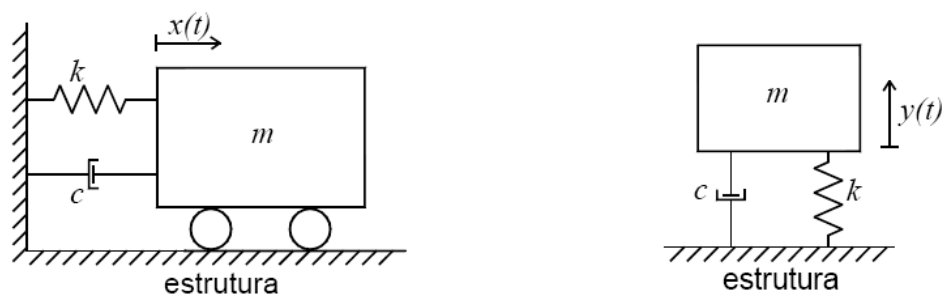


Figura 6.13 – Representação esquemática de um TMD [36].

A força de controlo é dependente do tempo, actuando no sentido contrário ao movimento da estrutura e sendo exercida pela reacção conjunta da mola e do amortecedor sobre a estrutura principal.

Os TMDs são usados para controlar os modos de vibração excitados pela acção exterior, todavia, em muitos casos, o controlo do primeiro modo é suficiente para atenuar significativamente o nível de vibrações registado. Exceptuando casos em que se pretenda controlar simultaneamente o contributo de mais de que um modo de vibração, a utilização de um único TMD poderá ser satisfatória [36].

Exemplos de aplicação deste sistema em edifícios altos são por exemplo o edifício “John Hancock Building” (edifício com 60 pisos), em Boston, nos E.U.A. e o edifício “Chiba Port Tower” no Japão (com 125m). Nestes casos foram elaboradas extensas medições à escala para verificação da eficiência destes sistemas [17]. O edifício “Taipei 101” no Taiwan, com 508m de altura, possui um TMD com a maior massa alguma vez considerada em tal sistema. Com cerca de 730 toneladas, o TMD colocado no topo do edifício tem como objectivo controlar vibrações excessivas devidas ao efeito do vento e, segundo [21], estas acelerações seriam reduzidas em cerca de 40% a 45%, sendo no seu dimensionamento também consideradas as acções sísmicas e a eficiência deste sistema no controlo da resposta do edifício. As Figuras 6.14 e 6.15 mostram respectivamente uma fotografia do edifício e um esquema do TMD aplicado no topo do mesmo.



Figura 6.14 – Taipei 101, Taiwan.

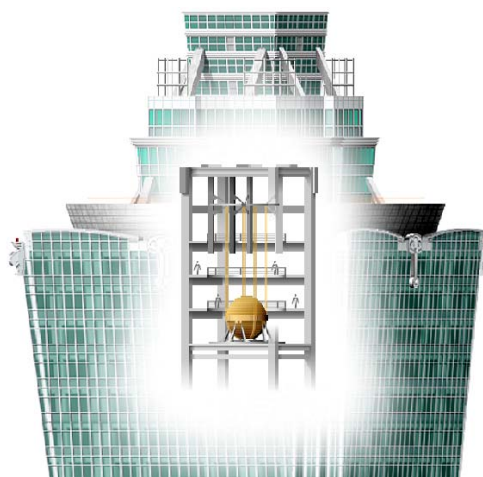


Figura 6.15 – TMD aplicado no Taipei 101.

O comportamento dos amortecedores de massas sintonizadas em edifícios altos sob acção do vento foi estudado por Kwok e Samali (1995) [31].

6.3.2. APLICAÇÃO DE UM TMD A ESTRUTURAS SEM AMORTECIMENTO

O modelo de funcionamento de um TMD para uma estrutura sem amortecimento encontra-se esquematizado na Figura 6.16. Trata-se da adição de uma massa adicional m_2 através de uma mola de rigidez k_2 e um amortecedor com uma constante de amortecimento c_2 , a um sistema principal com massa e rigidez respectivamente m_1 e k_1 .

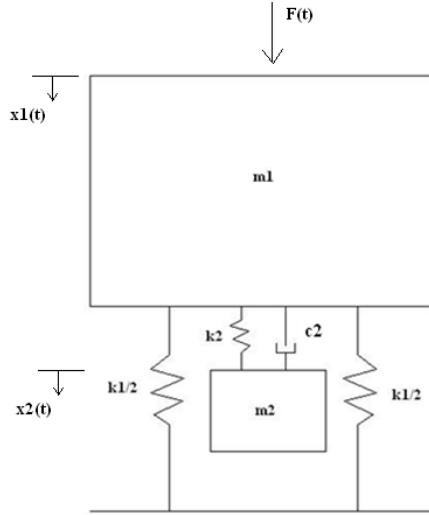


Figura 6.16 – Esquema teórico de funcionamento de um TMD para uma estrutura sem amortecimento.

Considerando a actuação, sobre a massa m_1 , de uma excitação sinusoidal do tipo $F(t) = F_0 \cdot \text{sen}(wt)$, a amplitude da resposta permanente da massa principal m_1 e da massa m_2 pode ser encontrada em [29]. As equações 6.5 e 6.6 apresentam a amplitude do movimento permanente das massas m_1 e m_2 respectivamente, sendo o parâmetro r_1 apresentado na equação 6.1 como o quociente entre a frequência de excitação e a frequência inicial da estrutura principal.

$$r_1 = \omega \sqrt{\frac{k_1}{m_1}} = \frac{\omega}{\omega_1} \quad (6.1)$$

Os parâmetros μ e q apresentam o quociente entre as massas e as frequências dos dois sistemas, traduzidos respectivamente nas equações 6.2 e 6.3.

$$\mu = \frac{m_2}{m_1} \quad (6.2)$$

$$q = \frac{\omega_2}{\omega_1} \quad (6.3)$$

O coeficiente de amortecimento do TMD é dado pela equação 6.4.

$$\xi_2 = \frac{c_2}{2\sqrt{k_2 m_2}} \quad (6.4)$$

Finalmente, a amplitude das respostas das massas m_1 e m_2 no caso de uma estrutura sem amortecimento com implementação de um TMD são dadas respectivamente por [29]:

$$\frac{k_1 X_1}{F_0} = \frac{X_1}{X_{1,est}} = \sqrt{\frac{(2\xi_2 r_1 q)^2 + (r_1^2 - q^2)^2}{\{r_1^4 - [1 + (1 + \mu)q^2]r_1^2 + q^2\}^2 + (2\xi_2 r_1 q)^2 [1 - r_1^2(1 + \mu)]^2}} \quad (6.5)$$

$$\frac{k_1 X_2}{F_0} = \frac{X_2}{X_{1,est}} = \sqrt{\frac{q^4 + (2\xi_2 q)^2}{\{r_1^4 - [1 + (1 + \mu)q^2]r_1^2 + q^2\}^2 + (2\xi_2 r_1 q)^2 [1 - r_1^2(1 + \mu)]^2}} \quad (6.6)$$

Fazendo variar o amortecimento do TMD, as Figuras 6.17 e 6.18 mostram a amplitude do movimento da estrutura principal acoplada de um TMD, calculada de acordo com a equação 6.5 para diferentes valores de ξ_2 , em função da razão de frequências, com $\mu = 0,25$ e $q = 0,95$ e $\mu = 0,25$ e $q = 0,8$, respectivamente.

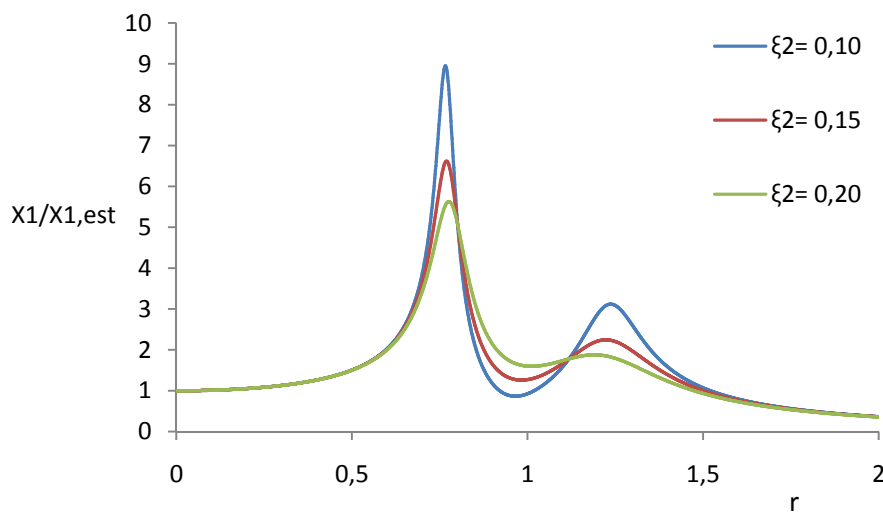


Figura 6.17 – Amplitude do movimento da massa principal tomando $\mu = 0,25$, $q = 0,95$, e adotando diferentes valores para o coeficiente de amortecimento do TMD.

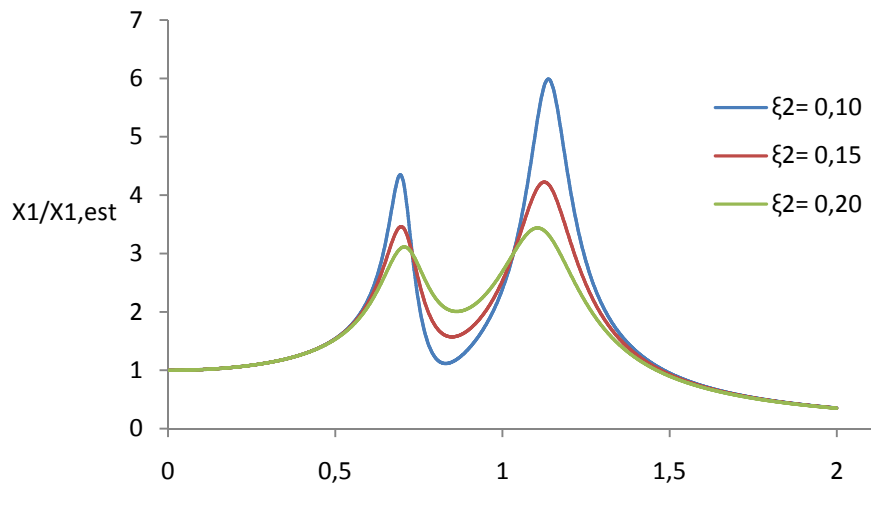


Figura 6.18 – Amplitude do movimento da massa principal tomando $\mu = 0,25$, $q = 0,8$, e adoptando diferentes valores para o coeficiente de amortecimento do TMD.

Pela observação das figuras constata-se que para qualquer valor da frequência de excitação não é possível anular por completo o movimento da massa principal. Note-se que o valor mínimo se encontra envolvido por dois picos correspondentes à ressonância da acção com os dois novos modos de vibração da estrutura acoplada do TMD. Repare-se que quanto maior for o amortecimento deste sistema amortecedor, menos elevados são os deslocamentos da massa principal. Constate-se ainda que, independentemente do valor do amortecimento, todas as curvas se cruzam em dois pontos fixos dependentes de μ e q [29].

Deste modo, o amortecedor de massa sintonizada deve ser dimensionado para diminuir ao máximo a amplitude dos deslocamentos do sistema principal. Para o valor de q adoptado constata-se nas Figuras anteriores que as funções apresentam um dos pontos fixos com valor superior ao outro.

Ora, o dimensionamento do TMD será óptimo caso se encontre um valor de q que permita que os pontos fixos se situem ao mesmo nível. Este assunto encontra-se desenvolvido em [29], e tendo-se constatado que os pontos fixos são independentes do valor do amortecimento do TMD, através da imposição de amplitudes de deslocamentos iguais para os dois pontos fixos é possível obter:

$$q_{opt} = \frac{1}{1 + \mu} \quad (6.7)$$

Tomando os valores dos pontos fixos como os valores máximos, obtêm-se os valores da máxima amplitude dados pela equação 6.8 [36]:

$$\frac{X_1}{X_{1,est}} = \sqrt{\frac{2 + \mu}{\mu}} \quad (6.8)$$

O valor do amortecimento óptimo para o TMD, é dado pela equação 6.9.

$$\xi_{2,opt} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1+\mu)^3}} \quad (6.9)$$

Assim, para uma dada razão de massas, de acordo com as equações 6.7 e 6.9 podem determinar-se os parâmetros óptimos do TMD para uma estrutura sem amortecimento. Tomando $\mu = 0,05$ pela equação 6.7 obtém-se $q_{opt} = 0,952$ e pela equação 6.9 $\xi_{2,opt} = 0,1273$. A Figura 6.19 mostra o caso para amplitude do movimento da massa principal para $\mu = 0,05$ e $\xi_2 = 0,1273$ para diferentes valores de q .

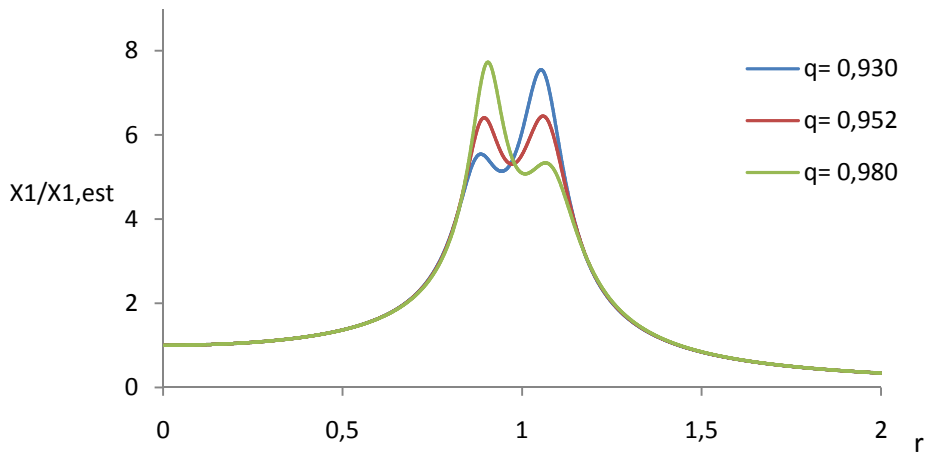


Figura 6.19 – Amplitude do movimento da massa principal tomando $\mu = 0,05$, $\xi_2 = 0,1273$, e adotando diferentes valores de q .

6.3.3. APLICAÇÃO DE UM TMD A ESTRUTURAS COM AMORTECIMENTO

O caso visto no ponto anterior refere-se à incorporação de um TMD numa estrutura sem amortecimento. No entanto este modelo teórico pode não ser adequado às estruturas reais, que possuem sempre uma certa quantidade de amortecimento. Neste caso, o modelo teórico de funcionamento encontra-se esquematizado na Figura 6.20. Trata-se de um sistema idêntico ao anterior mas onde a estrutura da massa principal se encontra dotada de um amortecimento c_1 .

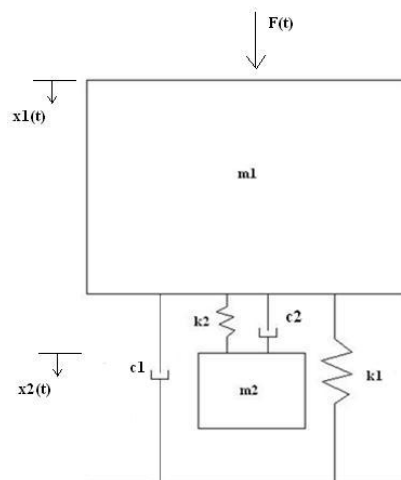


Figura 6.20 – Esquema teórico de funcionamento de um TMD para uma estrutura com amortecimento.

Considerando a actuação de uma excitação do mesmo tipo da anterior sobre a estrutura principal, segundo [36], a amplitude do movimento permanente da massa m_1 é dada pela seguinte equação:

$$\frac{X_1}{X_{1,est}} = \sqrt{\frac{(2\xi_2 r_1)^2 + (r_1^2 - q^2)^2}{(2r_1)^2 [\xi_2(r_1^2(1 + \mu) - 1) + \xi_1(r_1^2 - q^2)]^2 + [\mu q^2 r_1^2 - (r_1^2 - 1)(r_1^2 - q^2) + (2r_1)^2 \xi_1 \xi_2]}} \quad (6.10)$$

O dimensionamento de um TMD para tipo de estruturas reveste-se igualmente da necessidade do cálculo da sua frequência óptima e respectivo coeficiente de amortecimento óptimo, de tal modo que os dois máximos da função da amplitude do movimento tenham valores iguais e com a menor amplitude possível.

Acontece que para estruturas dotadas de amortecimento estrutural considerável (ξ_1), deixam de existir os dois pontos fixos para os quais as funções de amplitude da massa principal se intersectam independentemente do valor do amortecimento do TMD (ver Figuras 6.17 e 6.18). Constate-se na Figura 6.21 para o caso de uma estrutura com amortecimento considerável ($\xi_1 = 0,10$) com valores de $u = 0,25$ e $q = 0,8$ e para diferentes valores de ξ_2 .

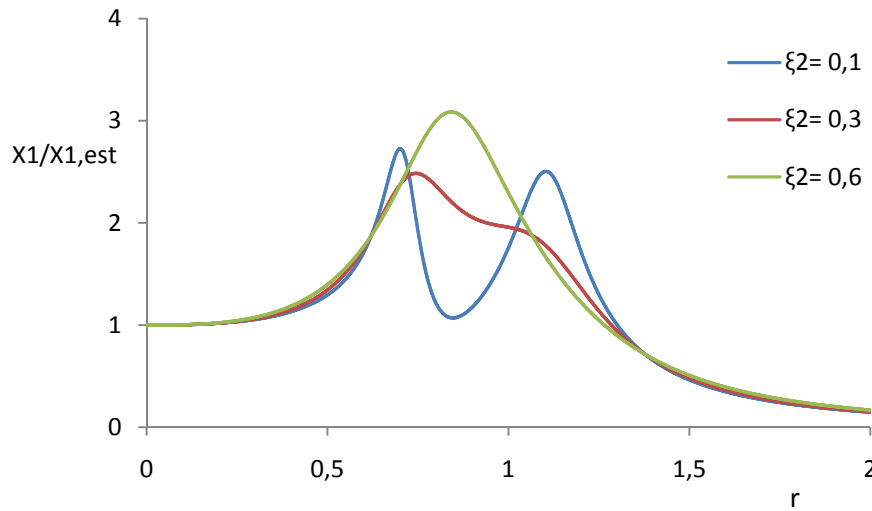


Figura 6.21 – Amplitude do movimento da massa principal tomando $\xi_1 = 0,10$, $\mu = 0,25$, $q = 0,8$, e adoptando diferentes valores para o coeficiente de amortecimento do TMD.

Nestas circunstâncias, as equações 6.7 e 6.9 deixam de ser válidas para o dimensionamento óptimo do TMD, no entanto, segundo Bachmann e Webber [36], a utilização das equações para o caso teórico de amortecimento estrutural nulo é ainda possível para estruturas com amortecimento na ordem de 1% ou inferior. O processo de sintonização do TMD requer uma grande sensibilidade, pelo que, no caso de estruturas com amortecimento superior, as equações 6.7 e 6.9 podem conduzir a uma sintonização não optimizada.

Para estes casos, Moutinho (1998) propôs então o dimensionamento do TMD recorrendo a ábacos obtidos pelo desenvolvimento numérico da equação 6.10. Estes ábacos possibilitam a identificação dos valores óptimos de m_2 , k_2 e ξ_2 , em que se procurou que os máximos da curva de amplificação da resposta do sistema apresentem o menor valor possível e se encontrem ao mesmo nível. Estes ábacos encontram-se representados na Figura 6.22.

Na Figura 6.22 a) são indicadas as curvas de amplificação máxima da resposta do sistema principal, que podem permitir a determinação do valor da massa do TMD a utilizar face à diminuição da amplificação pretendida. Na Figura 6.22 b) encontra-se o ábaco para quantificação do valor óptimo de q , que consequentemente permite a determinação da rigidez da mola a considerar. O amortecimento óptimo é dado pelo ábaco da Figura 6.22 c). Em certos casos, para quantificar o espaçamento mínimo a deixar entre as massas, torna-se necessário a determinação do deslocamento relativo entre a massa principal e a massa adicional, situação que pode ser considerada através da utilização do ábaco da Figura 6.22 d).

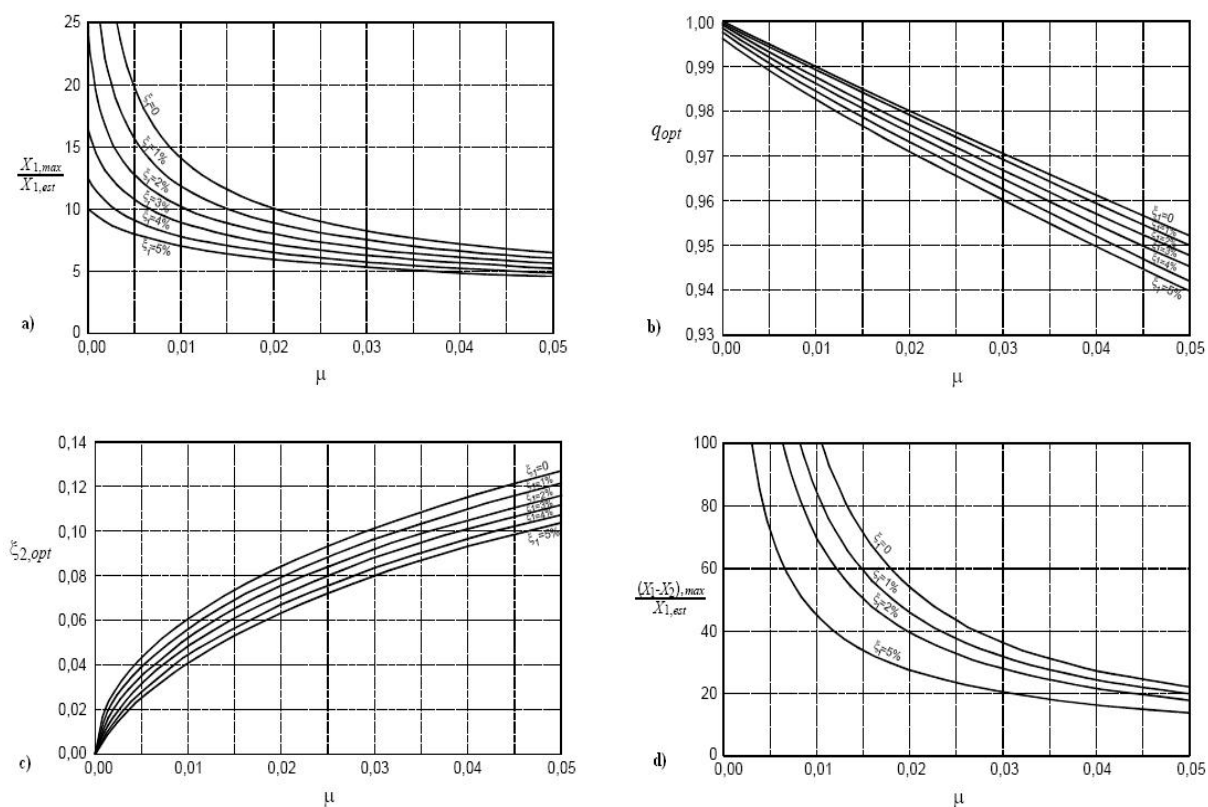


Figura 6.22 – Ábacos para dimensionamento de TMD ($\xi_1 \neq 0$) [36].

Bachmann e Weber [3], indicam que a sintonização da frequência óptima do TMD é decisiva para a obtenção de uma boa eficácia do sistema de controlo. Segundo os autores, a aferição do coeficiente de amortecimento do TMD não se revela tão condicionante nesse ponto de vista.

Citando Moutinho (1998), observe-se a Figura 6.23 que representa as curvas de amplificação máximas obtidas fazendo variar a rigidez e o coeficiente de amortecimento do TMD, para $u = 0,01$ e $\xi_1 = 0,01$. O ponto de amplificação mínima (11,6) assume as coordenadas de $q_{opt} = 0,99$ e $\xi_1 = 0,06$., olhando para a curva de amplificação 15, o valor de q terá de se situar entre 0,96 e 1,02, equivalente a uma variação de $\pm 3\%$, enquanto o valor de ξ_2 pode situar-se entre os 0,03 e 0,11, o que corresponde a variações de cerca de 50% e 100% em relação ao valor óptimo. Conclui-se então que a sintonização óptima é muito mais sensível à variação da rigidez do TMD do que devido a variações do coeficiente de amortecimento.

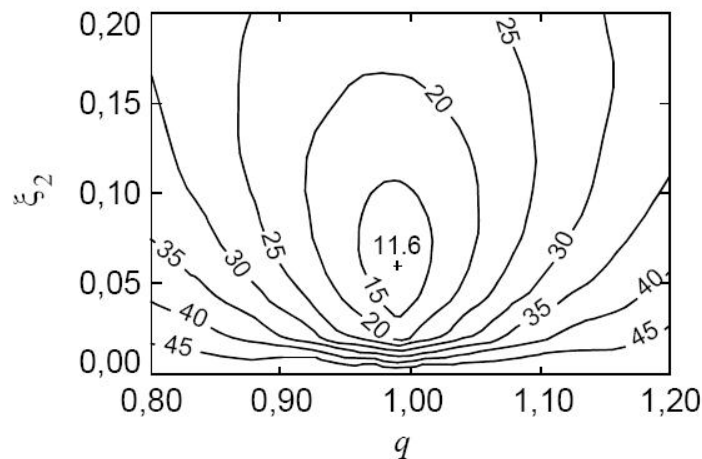


Figura 6.23 – Curvas de amplificação máxima fazendo variar q e ξ_2 . [3]

6.3.4. SISTEMAS DE UM GRAU DE LIBERDADE EQUIVALENTE

As considerações anteriormente feitas focam a sua aplicação a uma estrutura com um grau de liberdade à qual se associava uma segunda massa, resultando portanto num sistema de dois graus de liberdade, no entanto, no caso de estruturas reais com vários graus de liberdade, torna-se imprescindível a consideração de um sistema de um grau de liberdade que traduza aproximadamente o comportamento dinâmico da estrutura em análise.

Kwok e Samali (1995) estudaram o comportamento de TMD's em edifícios altos sujeitos à acção do vento e, segundo os autores, as considerações aqui expostas acerca da eficiência de um TMD na resposta de um sistema de um grau de liberdade podem ser estendidas para estruturas contínuas, como é o caso dos edifícios altos, partindo-se para uma análise modal [31].

É também indicado por Kwok e Samali (1995) que estudos feitos por Xu *et al* e Kawaguchi *et al*, onde foi estudada a eficiência de TMD's em edifícios altos para controlo da resposta na direcção longitudinal e transversal da acção do vento, mostram que enquanto existiam grandes diminuições na resposta para os modos controlados pelos TMD's instalados, os modos de ordem superior não eram afectados. Esses modos podem no entanto ser também condicionantes na resposta e, nesse caso, seria necessária a implementação de novos TMD's sintonizados de acordo com a sua frequência.

Deste modo, partindo para uma análise modal, somos conduzidos a vários sistemas de um grau de liberdade que se comportam de acordo com os sistemas anteriormente descritos e, assim, para cada modo de vibração cujo contributo para a resposta global da estrutura é importante, e que se deseje controlar, é necessário determinar os correspondentes valores da massa rigidez e amortecimento modais.

Sendo a determinação da configuração dos modos de vibração efectuada arbitrando uma das suas componentes, é possível obter uma infinidade de amplitudes para cada modo de vibração. Nesta situação, a massa modal pode assumir uma infinidade de valores conforme é arbitrada a componente do modo de vibração correspondente. Para [36], e com vista à determinação do sistema equivalente, deve adoptar-se como critério de normalização o correspondente à fixação de um valor unitário da componente modal referente ao grau de liberdade associado à aplicação do TMD.

6.3.5. DIMENSIONAMENTO E SIMULAÇÃO COMPUTACIONAL DOS TMD'S PARA O CASO DE ESTUDO

Visto que a frequência fundamental do caso de estudo considerado é muito baixa (0,132Hz), e sendo a acção do vento caracterizada por uma função de densidade espectral com forte conteúdo para baixas frequências, é possível que a resposta fique condicionada pela harmónica correspondente à frequência natural de vibração da estrutura. Foi considerado que a resposta seria apenas influenciada pelo primeiro modo de vibração e os TMD's foram dimensionados de acordo com o descrito anteriormente para uma função sinusoidal, considerando que a harmónica preponderante é aquela com valor de frequência igual ao do primeiro modo de vibração da estrutura.

Nestas condições, o valor da massa modal correspondente ao primeiro modo de vibração foi determinado com recurso ao programa de cálculo estrutural utilizado, tendo-se obtido um valor de 41378,414 toneladas e correspondente rigidez modal de 28463kN/m, valores próximos dos encontrados por [39] numa modelação tridimensional do edifício.

Para estudar a resposta do caso de estudo com a implementação de TMD's considerou-se para dimensionamento duas razões de massa distintas, $\mu=0,01$ e $\mu=0,005$, para as quais, com base nos ábacos apresentados na Figura 6.22, foi possível determinar os parâmetros óptimos a adoptar para cada TMD. No quadro 6.1 encontram-se sistematizados os valores adoptados.

Quadro 6.1- Parâmetros óptimos para TMD's com razão de massa de 1% e 0,5 % a implementar no WTC.

TMD com $\mu=0,01$	TMD com $\mu=0,005$
$m_{TMD} = 413,78 \text{ ton}$	$m_{TMD} = 206,89 \text{ ton}$
$q_{opt} \cong 0,987$	$q_{opt} \cong 0,993$
$\xi_{tmd,opt} \cong 0,046$	$\xi_{tmd,opt} \cong 0,036$
$k_{tmd} = 277,1436 \text{ kN/m}$	$k_{tmd} = 140,2657 \text{ kN/m}$
$\omega_{tmd} = 0,81841 \text{ rad/seg}$	$\omega_{tmd} = 0,82339 \text{ rad/seg}$

De acordo com os parâmetros apresentados no quadro 6.1, encontra-se representado na Figura 6.24 a amplitude máxima prevista em função da frequência de excitação para a estrutura original sem sistema de controlo, bem como a amplitude esperada com a introdução de cada um dos TMD's dimensionados. No que respeita ao sistema com a implementação de TMD's a amplitude foi determinada de acordo com a equação 6.10 com os parâmetros constantes no quadro 6.1 e considerando um coeficiente de amortecimento da estrutura principal de 0,02, enquanto a amplitude da resposta da estrutura original, supondo apenas influenciada pelo primeiro modo, foi aproximada à amplitude prevista para um sistema de um grau de liberdade dada por:

$$\frac{X_1}{X_{1,est}} = \frac{1}{\sqrt{(1+r^2)^2 + (2\xi r)^2}} \quad (6.11)$$

Pode verificar-se que os picos se encontram sensivelmente ao mesmo nível e verifica-se uma grande eficiência na atenuação da resposta para frequências de excitação em perfeita ressonância com a

estrutura, sendo, tal como esperado, o TMD com mais massa o que mais atenua a resposta. Verifica-se no entanto que para estes parâmetros dimensionados, existe uma gama de frequências próximas de $r=0,95$ para as quais a resposta com o TMD pode ser ligeiramente amplificada.

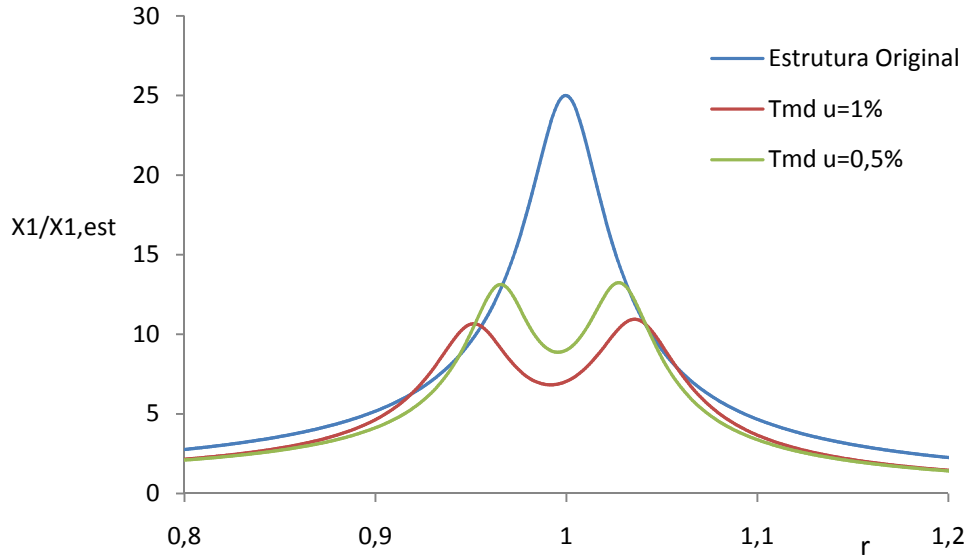


Figura 6.24 – Amplitude esperada do movimento da massa principal da estrutura original, e da estrutura acoplada de cada um dos TMD's dimensionados em função da razão de frequências.

Uma vez que o programa de cálculo não tem uma função intrínseca que permita a introdução de amortecedores deste tipo e com vista à simulação do funcionamento dos TMD's, foram determinadas as dimensões de uma barra com uma rigidez lateral equivalente à pretendida para o amortecedor colocando-se no topo da mesma uma massa concentrada que conferisse ao sistema a frequência obtida pelo dimensionamento do TMD, sendo o amortecimento introduzido nos parâmetros do material constituinte da barra. A Figura 6.25 apresenta um esquema da simulação do TMD efectuada enquanto o quadro 6.2 apresenta os primeiros seis modos de vibração da estrutura com cada um dos TMD's.

Tratando-se de uma barra apenas encastrada no topo do edifício e portanto em consola, sendo l o comprimento da barra, a sua rigidez é dada pela equação 6.12:

$$k_{barra} = \frac{3EI}{l^3} \quad (6.12)$$

Admitindo $l = 2m$, $E = 210GPa$ e uma vez conhecida a rigidez pretendida para o TMD, obteve-se a inércia equivalente da barra. Admitindo uma barra de secção quadrada, facilmente se obtém a dimensão do lado, b , necessária para conferir ao elemento a inércia pretendida, sendo portanto adoptadas barras com $b=8,1cm$ e $b=6,8cm$ referentes aos TMD's de $\mu=0,01$ e $\mu=0,005$ respectivamente.

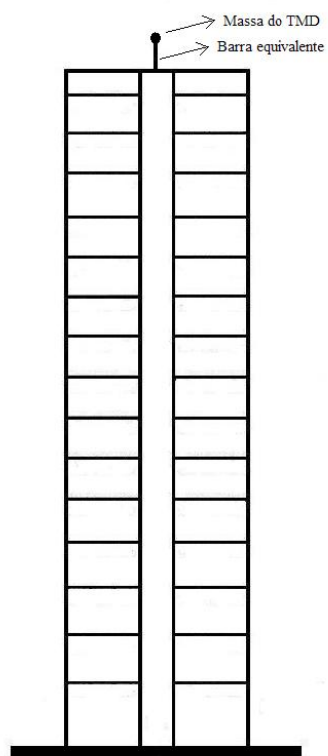


Figura 6.25 – Esquema da simulação do TMD no edifício.

Quadro 6.2 – Frequências dos primeiros seis modos de vibração da estrutura com TMD's.

Modo	Frequência da estrutura com TMD de $u = 0,01$	Frequência da estrutura com TMD de $u = 0,005$
Modo 1	0,125 Hz	0,127 Hz
Modo 2	0,138 Hz	0,136 Hz
Modo 3	0,692 Hz	0,692 Hz
Modo 4	1,831 Hz	1,831 Hz
Modo 5	3,496 Hz	3,496 Hz
Modo 6	5,550 Hz	5,550 Hz

7

ANÁLISE DOS RESULTADOS

7.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo começam por se comparar os resultados obtidos para as forças devidas à acção do vento actuantes em cada piso obtidas pela aplicação de cada um dos regulamentos analisados ao caso de estudo, o World Trade Center. Mostram-se também os resultados obtidos em termos de deslocamentos por aplicação destas mesmas forças no modelo de cálculo descrito no capítulo 5.

Com base na metodologia adoptada para consideração da acção dinâmica do vento avaliam-se os resultados obtidos em termos de deslocamentos e acelerações comparando-se estes mesmos resultados com os obtidos após a implementação na estrutura dos TMD's dimensionados. É avaliada a eficiência de cada um dos amortecedores em termos destas duas variáveis e estabelece-se uma comparação entre estes de onde se retiram algumas conclusões.

7.2. APLICAÇÃO DOS REGULAMENTOS

De acordo com o descrito no capítulo 4 foram aplicados os dois regulamentos ao caso de estudo considerado. O vento foi considerado como actuante perpendicularmente à fachada do edifício e no que respeita à aplicação do R.S.A., o edifício foi considerado como implementado numa zona B e com uma rugosidade do solo do tipo 1 por se tratar de um edifício situado numa zona urbana. Para a aplicação do EC1 foi considerada uma categoria de terreno do tipo IV tomando uma velocidade base de 30m/s, o factor orográfico foi admitido unitário e as forças de fricção foram desprezadas uma vez que a área total das fachadas do edifício paralelas à direcção do vento é menor do que 4 vezes a área total das fachadas perpendiculares à direcção do mesmo. Uma vez que a razão entre a altura do edifício (h) e a sua largura (d) é maior do que 5, o EC1 indica que as forças devidas ao vento sobre edifícios deve ser baseada nos coeficientes de força. Para o edifício em estudo, o valor obtido para o coeficiente de força por aplicação do EC1 foi de 1,428.

Importa realçar que no que respeita ao EC1 o valor do factor estrutural foi calculado de acordo com cada um dos procedimentos pelo que pela sua aplicação se apresentam dois resultados, um referente às forças obtidas considerando o factor estrutural calculado pelo procedimento 1 e outro pelo procedimento 2. O quadro 7.1 apresenta os valores obtidos para os parâmetros de cálculo do factor estrutural por aplicação do procedimento 1 e pelo procedimento 2, enquanto o quadro 7.2 apresenta um resumo das forças actuantes em cada piso obtidas por aplicação de cada um dos regulamentos. Todos os parâmetros foram calculados de acordo com o descrito no capítulo 4, onde o decremento logarítmico do amortecimento estrutural, correspondente a um edifício de aço de acordo com a tabela F.2 do EC1 é de $\delta_s = 0,05$ e o decremento logarítmico do amortecimento aerodinâmico, δ_a , calculado

de acordo com a equação 4.23, é de 0,05, pelo que o valor do decremento logarítmico total do amortecimento foi tomado igual a 0,1.

$$\delta_a = \frac{c_f \cdot \rho \cdot v_m(z_s)}{2 \cdot n_1 \cdot \mu_e}$$

$$\Leftrightarrow \delta_a = \frac{1,428 \cdot 1,25 \cdot 38,8}{2,0 \cdot 11,6562,5} \cong 0,05$$

Quadro 7.1- Valores dos parâmetros para o cálculo do factor estrutural de acordo com o procedimento 1 e 2.

Procedimento 1		Procedimento 2	
$L(z_s)$	348,565	$L(z_s)$	348,565
$f_l(z_s, n)$	0,990	$f_l(z_s, n)$	0,990
$S_L(z_s, n_{1,x})$	0,122	$S_L(z_s, n_{1,x})$	0,122
B^2	0,476	B^2	0,351
$R_h(\eta_h)$	0,167	$K_s(n_{1,x})$	0,138
$R_b(\eta_b)$	0,615	δ	0,100
δ	0,100	R^2	0,851
R^2	0,630	v	0,093
v	0,083	K_p	3,047
K_p	3,011	$I_v(z_s)$	0,181
$I_v(z_s)$	0,181	$c_s c_d$	0,97
$c_s c_d$	0,95		

Quadro 7.2- Forças devidas ao vento actuates em cada piso do WTC por aplicação dos regulamentos.

Piso	R.S.A. (kN)	EC1 (Proc.1) (kN)	EC1 (Proc.2) (kN)	Piso	R.S.A. (kN)	EC1 (Proc.1) (kN)	EC1 (Proc.2) (kN)
1	218,8	472,9	482,9	18	380,5	483,3	493,5
2	218,8	472,9	482,9	19	388,5	491,9	502,2
3	218,8	472,9	482,9	20	396,3	500,0	510,6
4	218,8	472,9	482,9	21	403,9	507,9	518,5
5	239,1	472,9	482,9	22	411,3	515,3	526,2
6	254,5	472,9	482,9	23	418,6	522,5	533,6
7	268,8	472,9	482,9	24	425,7	529,5	540,6
8	281,6	472,9	482,9	25	432,6	536,2	547,5
9	293,8	472,9	482,9	26	439,4	542,6	554,0
10	305,2	472,9	482,9	27	446,0	548,9	560,4
11	316,1	472,9	482,9	28	452,5	554,9	566,6
12	326,4	472,9	482,9	29	458,9	560,8	572,6
13	336,3	472,9	482,9	30	465,2	566,4	578,4
14	345,8	472,9	482,9	31	471,4	571,9	584,0
15	354,9	472,9	482,9	32	477,5	577,3	589,5
16	363,7	472,9	482,9	33	483,5	582,5	594,8
17	372,2	472,9	482,9	34	489,3	587,6	600,0

Quadro 7.2- Continuação.

Piso	R.S.A. (kN)	EC1 (Proc.1) (kN)	EC1 (Proc.2) (kN)	Piso	R.S.A. (kN)	EC1 (Proc.1) (kN)	EC1 (Proc.2) (kN)
35,0	495,1	592,5	605,0	76,0	684,9	731,3	746,7
36,0	500,8	597,4	609,9	77,0	688,7	733,7	749,2
37,0	506,5	602,1	614,8	78,0	692,6	736,1	751,6
38,0	512,0	606,7	619,5	79,0	696,4	738,5	754,1
39,0	517,5	611,2	624,0	80,0	700,2	740,9	756,5
40,0	522,9	615,6	628,5	81,0	703,9	743,2	758,9
41,0	528,3	619,9	632,9	82,0	707,7	745,5	761,2
42,0	533,5	624,1	637,2	83,0	711,4	747,8	763,5
43,0	538,7	628,2	641,4	84,0	715,1	750,1	765,9
44,0	543,9	632,2	645,5	85,0	718,8	752,3	768,1
45,0	549,0	636,2	649,6	86,0	722,4	754,5	770,4
46,0	554,0	640,0	653,5	87,0	726,0	756,7	772,6
47,0	559,0	643,8	657,4	88,0	729,6	758,9	774,8
48,0	563,9	647,6	661,2	89,0	733,2	761,0	777,0
49,0	568,7	651,2	664,9	90,0	736,8	763,1	779,2
50,0	573,6	654,8	668,6	91,0	740,3	765,2	781,4
51,0	578,3	658,4	672,2	92,0	743,9	767,3	783,5
52,0	583,0	661,8	675,8	93,0	747,4	769,4	785,6
53,0	587,7	665,3	679,3	94,0	750,9	801,3	818,1
54,0	592,3	668,6	682,7	95,0	754,3	801,3	818,1
55,0	596,9	671,9	686,1	96,0	757,8	801,3	818,1
56,0	601,5	675,2	689,4	97,0	761,2	801,3	818,1
57,0	606,0	678,4	692,7	98,0	764,6	801,3	818,1
58,0	610,4	681,5	695,9	99,0	768,0	801,3	818,1
59,0	614,8	684,6	699,0	100,0	771,4	801,3	818,1
60,0	619,2	687,7	702,2	101,0	774,8	801,3	818,1
61,0	623,6	690,7	705,2	102,0	778,1	801,3	818,1
62,0	627,9	693,7	708,3	103,0	781,4	801,3	818,1
63,0	632,2	696,6	711,2	104,0	784,8	801,3	818,1
64,0	636,4	699,5	714,2	105,0	788,1	801,3	818,1
65,0	640,6	702,3	717,1	106,0	791,3	801,3	818,1
66,0	644,8	705,1	720,0	107,0	794,6	801,3	818,1
67,0	648,9	707,9	722,8	108,0	797,9	801,3	818,1
68,0	653,0	710,6	725,6	109,0	801,1	801,3	818,1
69,0	657,1	713,3	728,3	110,0	401,7	400,6	409,1
70,0	661,2	716,0	731,0	TOTAL	62446	71347	72849
71,0	665,2	718,6	733,7				
72,0	669,2	721,2	736,4				
73,0	673	724	739				
74,0	677,1	726,3	741,6				
75,0	681,0	728,8	744,1				

Analisando o quadro 7.1, como os valores do factor estrutural são inferiores à unidade parece que não são previstas amplificações da resposta do edifício nesta direcção. Comparando com o estudo paramétrico considerando que se trata de um edifício mais alto e tendo presente que a velocidade base agora considerada aumentou face à anteriormente adoptada, talvez fosse expectável um valor do factor estrutural mais elevado. O facto de tal aumento não se verificar relativamente ao estudo paramétrico pode entender-se devido à área do edifício exposta à acção do vento na análise previamente elaborada ser mais pequena, o que se traduz numa maior correlação das pressões na fachada do edifício nesse caso e consequente aumento da componente de fundo, B^2 , e obviamente do factor estrutural. Ou seja, se por um lado se aumentou a velocidade base e a altura do edifício o que levaria a um aumento do valor do factor estrutural, por outro a área do edifício também é mais elevada o que se traduz numa menor correlação das pressões e consequentemente diminuição do factor estrutural.

É importante realçar que o regulamento indica como conservativo tomar o parâmetro correspondente à componente de fundo com o valor unitário e, nestas condições, para o WTC, os valores do factor estrutural passariam a ser de 1,04 e 1,09 de acordo com os procedimentos 1 e 2, respectivamente. Convém salientar também que se se considerar o amortecimento aerodinâmico nulo, os valores do factor estrutural obtidos pelo procedimento 1 e pelo procedimento 2 são de 1,08 e 1,14, respectivamente, o que denota a importância deste na resposta dinâmica de um edifício alto na direcção do vento. No quadro 7.3 são apresentados os valores obtidos para o factor estrutural assim como os valores obtidos caso se considerasse $B^2 = 1$, caso não se considerasse a contribuição do amortecimento aerodinâmico ($\delta_a = 0$), e no caso de se tomar estas duas últimas condições em simultâneo.

Quadro 7.3- Valores do factor estrutural.

	Procedimento 1	Procedimento 2
$c_s c_d$	0,95	0,97
$c_s c_d (B^2 = 1)$	1,04	1,09
$c_s c_d (\delta_a = 0)$	1,08	1,14
$c_s c_d (B^2 = 1 \text{ e } \delta_a = 0)$	1,16	1,23

Note-se que os valores obtidos para o factor estrutural dependem do valor da função de densidade espectral que por sua vez depende do comprimento de turbulência, $L(z)$, e que segundo a expressão regulamentar é aplicável até alturas de 200m. Assim, como se está a aplicar o regulamento a uma estrutura de maiores dimensões os resultados não são rigorosos e, como também foi discutido, para uma estrutura destas características o cálculo da acção do vento não se deveria limitar à aplicação estrita de um regulamento sendo conveniente a realização de um ensaio em túnel de vento, como aliás foi feito aquando do seu dimensionamento.

Analisando o quadro 7.2 pode constatar-se que o valor obtido para a força total de arrasto devida à acção do vento por aplicação da regulamentação europeia é superior ao valor obtido pela aplicação da regulamentação portuguesa mas, no que respeita à aplicação do EC1, o resultado conforme o procedimento de cálculo adoptado para o factor estrutural difere de apenas 2%. No caso de um edifício alto como o WTC pode constatar-se que as forças de arrasto devidas ao vento assumem valores elevadíssimos e que, mesmo que não existam fenómenos dinâmicos podem ser por si só cruciais para o dimensionamento da estrutura no que respeita ao estado limite último.

As Figuras 7.1 e 7.2 apresentam respectivamente as forças totais de corte e momento flector obtidos ao nível de cada piso da torre do WTC por aplicação de cada um dos regulamentos. O valor encontrado para o momento flector total na base foi de 15231856 kN.m por aplicação da regulamentação portuguesa e de 16612740 kN.m e 16962482 kN.m por aplicação do EC1, conforme o factor estrutural é calculado pelo procedimento 1 ou pelo procedimento 2, respectivamente.

Tal como esperado após a elaboração do estudo paramétrico, tanto as forças de corte como os momentos flectores na base obtidos por aplicação do EC1 são superiores aos obtidos por aplicação da regulamentação portuguesa.

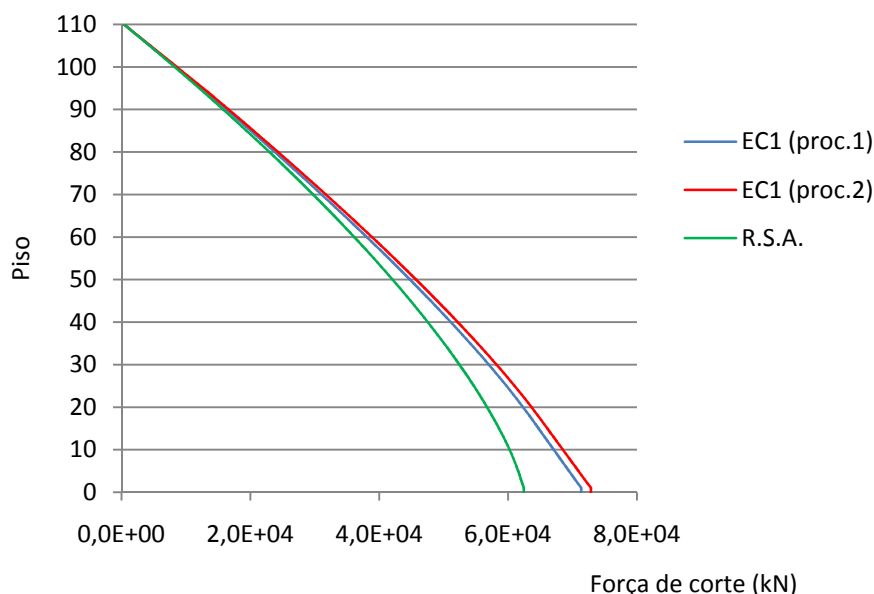


Figura 7.1 – Força de corte total ao nível de cada piso do WTC determinada por aplicação do R.S.A e do EC1.

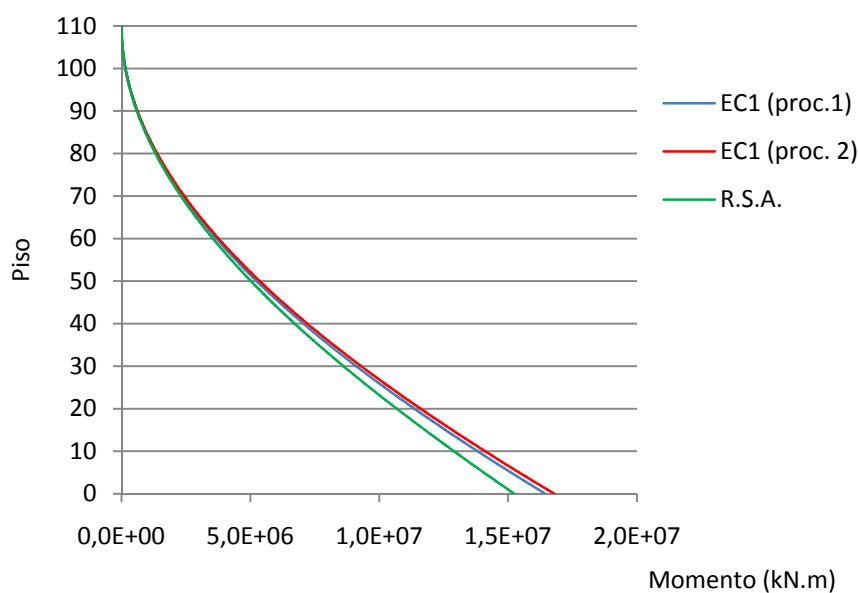


Figura 7.2 – Momento flector total ao nível de cada piso do WTC determinado por aplicação do R.S.A e do EC1.

A Figura 7.3 apresenta os deslocamentos obtidos ao nível de cada piso por aplicação das cargas regulamentares na modelação do edifício efectuada no programa de cálculo estrutural. De acordo com o R.S.A. o deslocamento obtido para o topo do edifício é de 0,99m, enquanto por aplicação do EC1 os deslocamentos obtidos são de cerca de 1,05m e 1,07m conforme o procedimento de cálculo do factor estrutural. De acordo com as indicações do “*Committee on Wind Bracing of the American Society of Civil Engineers*” o deslocamento horizontal máximo do edifício não deve exceder $h/500$ sendo h a altura do edifício [37] e portanto, para o caso do WTC com uma altura de 417m, o deslocamento máximo não deveria ultrapassar os 0,85m.

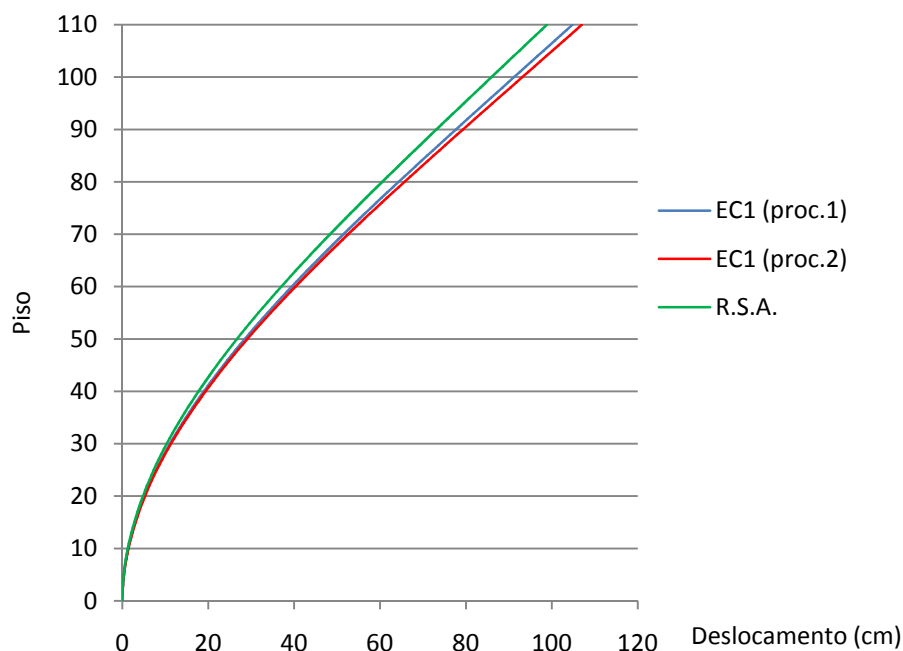


Figura 7.3 – Deslocamentos ao nível de cada piso obtidos por aplicação das cargas regulamentares no modelo estrutural considerado.

No que respeita à determinação da aceleração máxima para o topo do edifício esta foi determinada de acordo com o EC1 para cada um dos procedimentos através da multiplicação do desvio padrão da aceleração pelo factor de pico, tal como descrito no capítulo 4. Os valores obtidos foram de $0,27 \text{ m/s}^2$ no caso da aceleração calculada de acordo com o procedimento 1 e de $0,32 \text{ m/s}^2$ no caso da aceleração calculada de acordo com o procedimento 2. No quadro 7.4 encontram-se sintetizados os parâmetros de cálculo.

Os limites de percepção humana devida à acção do vento encontram-se ilustrados na Figura 7.4 e comparando os valores obtidos com esta Figura constata-se que na direcção estudada a aceleração obtida se situa entre o limiar da percepção e o desconforto, não sendo portanto expectáveis problemas ao nível do conforto humano devido à acção do vento na direcção estudada.

Quadro 7.4- Estimativa da aceleração para o topo do WTC de acordo com o Eurocódigo 1.

Procedimento 1	Procedimento 2
$\sigma_{a,x}(z) = \frac{c_f \cdot \rho \cdot b \cdot I_v(z_s) \cdot v_m^2(z_s)}{m_{1,x}} \cdot R \cdot K_x \cdot \phi_{1,x}(z)$ $\sigma_{a,x}(417) = \frac{1,428.1,25.64.0,181.38,8^2}{420000} \cdot 0,79.1,5.1$ $\sigma_{a,x}(417) = 0,088$	$\sigma_{a,x}(z) = c_f \cdot \rho \cdot I_v(z_s) \cdot v_m^2(z_s) \cdot R \cdot \frac{K_y \cdot K_z \cdot \phi(y, z)}{\mu_e \cdot \phi_{max}}$ $\sigma_{a,x}(417) = 1,428.1,25.0,181.38,8^2 \cdot 0,913 \cdot \frac{1,1.5,1}{6562,5.1}$ $\sigma_{a,x}(417) = 0,102$
$K_p = \sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)}}$ $K_p = \sqrt{2 \cdot \ln(0,11.600)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(0,11.600)}} = 3,10$	$K_p = \sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)}}$ $K_p = \sqrt{2 \cdot \ln(0,11.600)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(0,11.600)}} = 3,10$
$a_{x,max} = 0,27m/s^2$	$a_{x,max} = 0,32m/s^2$

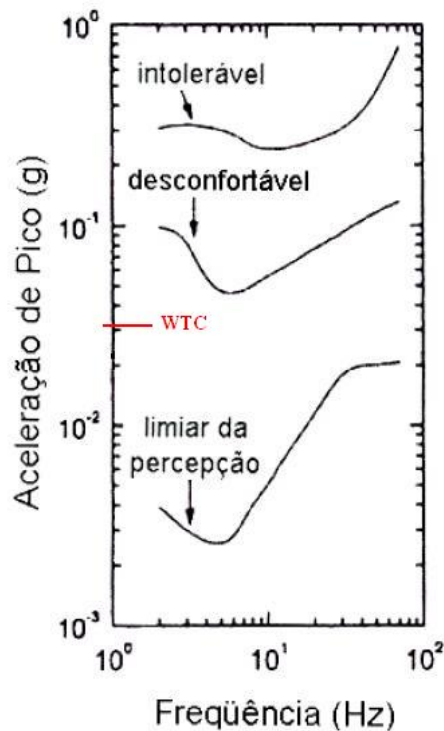


Figura 7.4 – Sensibilidade humana a vibrações de acordo com a variação da frequência e picos de aceleração.

Importa realçar que, caso não se considerasse o amortecimento aerodinâmico os valores da aceleração obtidos eram de $0,38 \text{ m/s}^2$ e de $0,45 \text{ m/s}^2$ e que conduziriam ao desconforto dos ocupantes. Isto mostra mais uma vez que na direcção longitudinal à acção do vento o amortecimento aerodinâmico assume um papel importante no controlo das vibrações, sendo portanto a sua correcta aferição de real importância para um bom dimensionamento.

7.3. RESPOSTA DINÂMICA DO WTC

7.3.1. ESTRUTURA ORIGINAL SOB ACÇÃO DINÂMICA DO VENTO

Com recurso ao programa de cálculo estrutural e com base no método da sobreposição modal, adoptando-se um coeficiente de amortecimento igual a 2 %, por um $\Delta t=0,25\text{seg}$, e de acordo com a metodologia descrita no capítulo 5, foram aplicadas dez cargas dinâmicas distintas à estrutura em estudo tendo-se feito a média dos resultados obtidos em termos de deslocamentos e acelerações. A Figura 7.5 apresenta o registo ao longo do tempo dos deslocamentos e das acelerações para o topo do WTC, para as cargas actuantes em cada piso obtidas através da equação 5.7, com as flutuações de velocidade dadas pela série 1 e ilustrada na Figura 5.13. O quadro 7.5 apresenta um resumo dos valores máximos dos deslocamentos e acelerações para o topo do edifício e para cada uma das séries, apresentando-se também os valores máximos das mesmas variáveis mas sendo estes calculados através da multiplicação do desvio padrão dos valores da resposta encontrada pelo factor de pico dado pela equação 3.22, que considerando ν igual à frequência natural da estrutura fornecida pelo modelo estrutural e $T=600\text{segundos}$ assume o valor de 3,16.

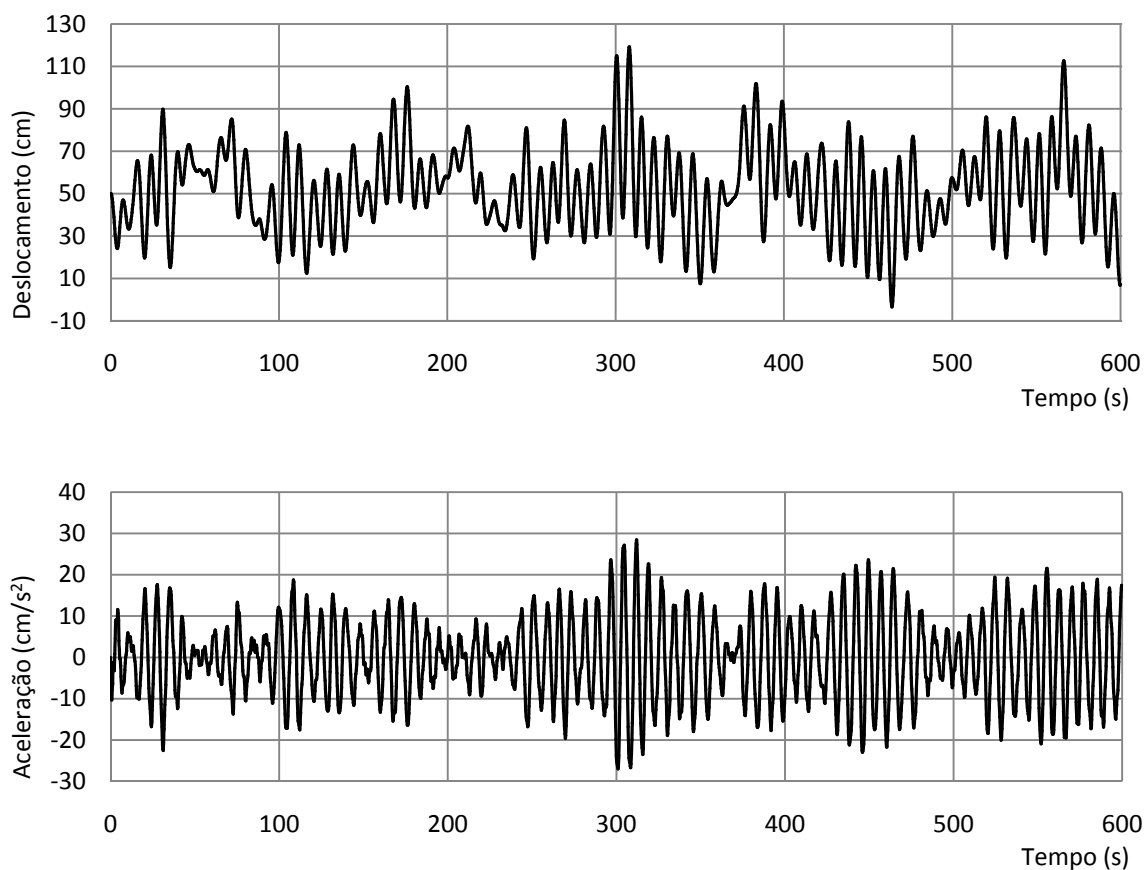


Figura 7.5 – Registos dos deslocamentos e acelerações para o topo do WTC sujeito a uma carga dinâmica provocada por flutuações de velocidade do vento dadas pela série 1.

Para a série de carregamento representada na figura 5.13, o valor do deslocamento máximo encontrado foi de 1,19m e no que respeita a acelerações de $0,28\text{m/s}^2$ mas, analisando o quadro 7.5, constata-se que o valor máximo quer em termos de deslocamentos quer em termos de acelerações é bastante dependente da série de carregamento considerada. Note-se que se olharmos aos valores máximos dos

deslocamentos obtidos directamente da resposta temos uma variabilidade de valores entre 1,03m e 1,33m, o mesmo já não acontece se analisarmos os deslocamentos máximos obtidos através do desvio padrão da resposta multiplicado pelo factor de pico onde os valores máximos se situam entre 1,09m e 1,25m. Parece que, em termos de deslocamentos, a variabilidade dos valores máximos obtidos para as séries diminui se considerarmos o valor máximo obtido através do desvio padrão da resposta multiplicado pelo factor de pico.

Repare-se no entanto que, em termos de valores médios das séries, o valor obtido directamente da resposta ou através da multiplicação do desvio padrão pelo factor de pico é o mesmo e igual a 1,17m. Face a estes resultados constata-se que a análise dinâmica adoptada conduziu a deslocamentos médios ligeiramente superiores ao deslocamento previsto pelo EC1, cerca de 10%, o que tendo em conta que o edifício ultrapassa significativamente a altura limite de 200m prevista no regulamento, e portanto sendo de esperar uma maior amplificação dinâmica, permite concluir que o procedimento adoptado para avaliação do comportamento dinâmico se mostrou adequado.

No que respeita a acelerações, os valores máximos extraídos directamente da resposta dinâmica efectuada no programa de cálculo variam entre 0,27m/s² e 0,37m/s² enquanto através do factor de pico variam entre 0,30m/s² e 0,39m/s². Neste parâmetro, embora exista uma ligeira redução do intervalo de variação quando considerados os valores máximos obtidos de um modo ou de outro, não existe uma diferença tão significativa como se verificou nos deslocamentos. Note-se que o valor médio obtido aumenta ligeiramente quando medido através do factor de pico, podendo entender-se isto pelo facto de a resposta poder não seguir uma distribuição perfeitamente da Gaussiana.

Quadro 7.5- Resumo dos deslocamentos e acelerações máximas obtidas para o topo do WTC e para cada série.

SÉRIE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Média
Deslocamento máximo obtido directamente da resposta (m)	1,19	1,32	1,03	1,09	1,09	1,33	1,05	1,15	1,22	1,27	1,17
Aceleração máxima obtida directamente da resposta (m/s²)	0,28	0,35	0,32	0,27	0,36	0,32	0,35	0,29	0,36	0,37	0,33
Deslocamento máximo obtido através do factor de pico (m)	1,12	1,16	1,21	1,16	1,18	1,20	1,09	1,10	1,24	1,25	1,17
Aceleração máxima através do factor de pico (m/s²)	0,32	0,34	0,37	0,30	0,36	0,31	0,33	0,30	0,39	0,38	0,34

A título de exemplo são também apresentadas na Figura 7.6 as respostas ao longo do tempo em termos de deslocamentos e acelerações para a série número 3, sendo as restantes remetidas para anexo.

7.3.2. ESTRUTURA COM TMD SOB SOLICITAÇÃO HARMÓNICA

Com base nos TMD's dimensionados no capítulo 6, e antes de se proceder à verificação da sua eficiência na redução das vibrações devidas à acção do vento no caso de estudo, começou-se por calcular a resposta da estrutura quando sujeita a uma solicitação harmónica em ressonância. A carga considerada em cada piso foi a carga calculada de acordo com o EC1 devido à acção do vento mas, com o único objectivo de se obterem deslocamentos em ressonância com uma ordem de grandeza não muito diferente das dos obtidos pela acção do vento, o valor destas forças actuantes foram multiplicadas por um factor de escala considerado igual a 2ξ , onde ξ é o coeficiente de amortecimento da estrutura apreciado em 0,02.

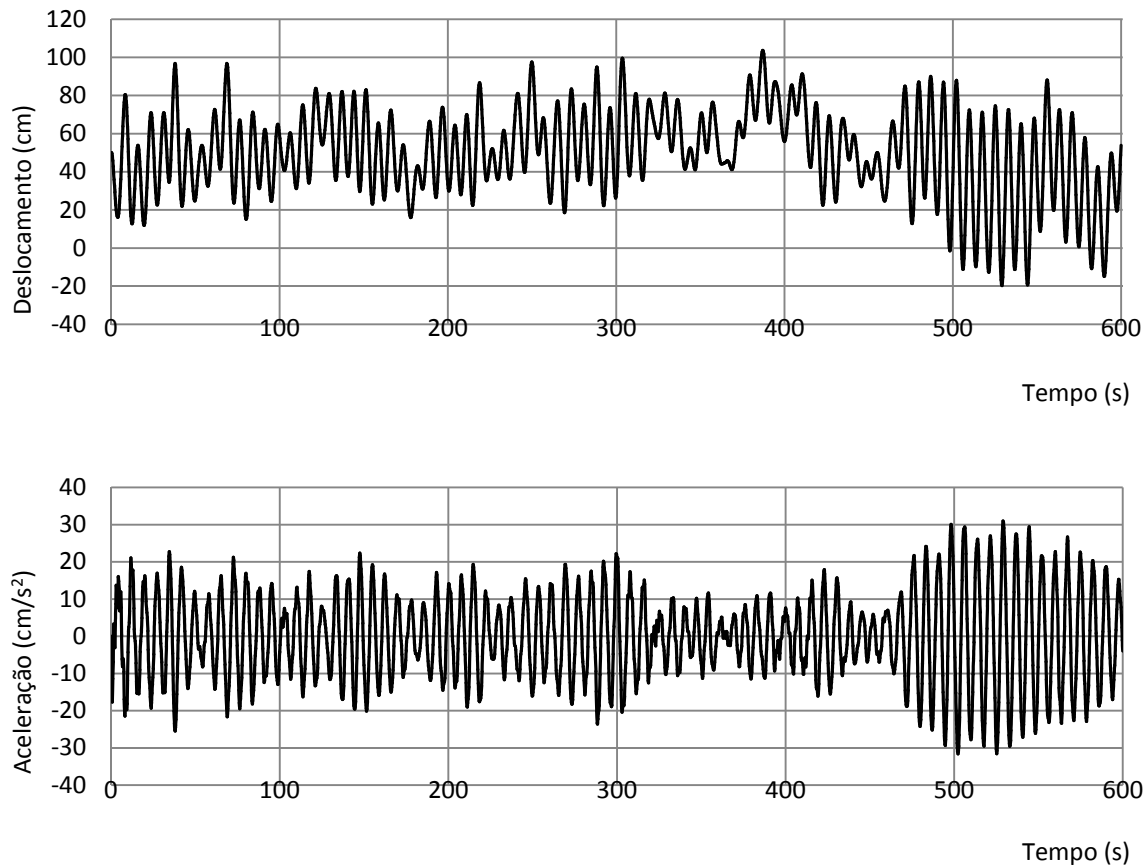


Figura 7.6 – Registos dos deslocamentos e acelerações para o topo do WTC sujeito a uma carga dinâmica provocada por flutuações de velocidade do vento dadas pela série 3.

A Figura 7.7 apresenta a resposta em termos de deslocamentos da estrutura original e da estrutura com o TMD com razão de massas de 1% e de 0,5%, apresentando-se também na Figura 7.8 os resultados obtidos em termos de acelerações para as mesmas três situações.

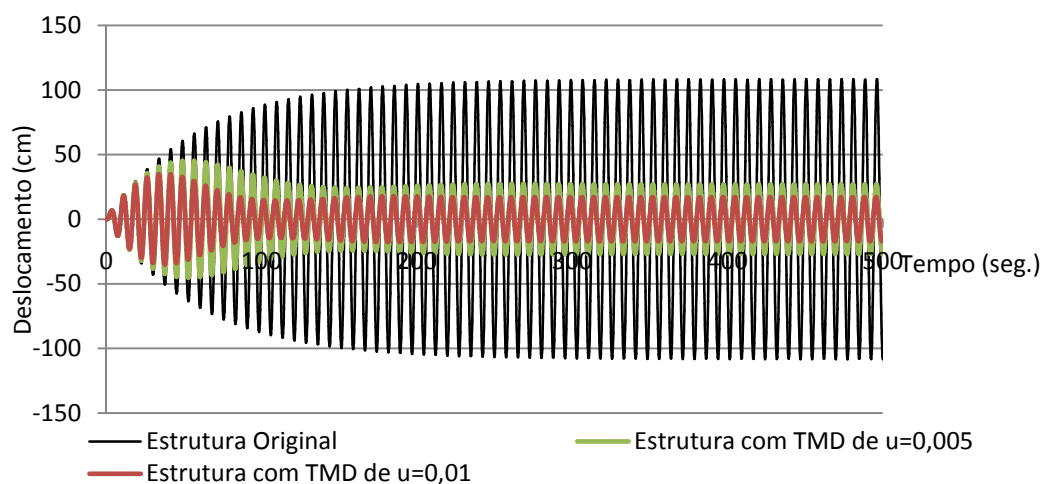


Figura 7.7 – Registos do deslocamento para o topo do WTC quando sujeito a uma solicitação harmónica em ressonância com a sua frequência fundamental, com e sem a implementação dos TMD's.

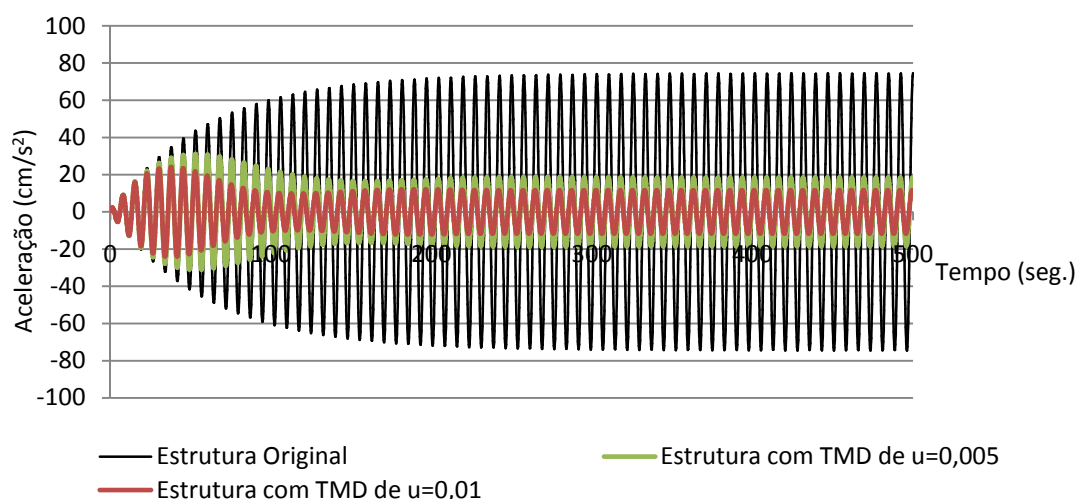


Figura 7.8 – Registos da aceleração para o topo do WTC quando sujeito a uma solicitação harmónica em ressonância com a sua frequência fundamental, com e sem a implementação dos TMD's.

Como se pode verificar, se a estrutura for solicitada por uma acção harmónica em ressonância com a sua frequência fundamental, a implementação dos TMD's consegue atenuar a resposta consideravelmente. Para um deslocamento máximo da estrutura original de 1,08m, o TMD com $\mu = 0,01$ reduz o valor máximo para 0,35m e o TMD com $\mu = 0,005$ reduz para 0,45m, enquanto no que respeita a acelerações o valor máximo obtido para a estrutura original de $0,75 \text{ m/s}^2$ é diminuído para $0,24 \text{ m/s}^2$ e $0,31 \text{ m/s}^2$ com a introdução dos TMD's de $\mu = 0,01$ e $\mu = 0,005$, respectivamente. Constata-se, portanto, que o TMD de maior massa consegue atenuar o valor máximo em cerca de 68% enquanto o amortecedor de menor massa atenua este valor em cerca de 58%, os valores obtidos encontram-se resumidos no quadro 7.6.

Quadro 7.6- Resumo dos deslocamentos e acelerações máximas obtidas para o topo do WTC quando sujeito a uma carga harmónica em ressonância com a sua frequência fundamental.

	Deslocamento máximo (m)	Aceleração máxima (m/s^2)
Estrutura Original	1,08	0,75
Estrutura com TMD de $\mu = 0,01$	0,35	0,24
Estrutura com TMD de $\mu = 0,005$	0,45	0,31

7.3.3. ESTRUTURA COM TMD SOB ACÇÃO DINÂMICA DO VENTO

Tendo sido analisada a resposta da estrutura sujeita a uma carga harmónica com a implementação dos TMD's previamente dimensionados, discutem-se agora os resultados obtidos em termos de deslocamentos e acelerações para a estrutura sujeita às cargas dinâmicas geradas representativas da acção do vento.

7.3.3.1. TMD com $\mu = 0,01$

A Figura 7.9 apresenta o registo ao longo do tempo dos deslocamentos e das acelerações para o topo do WTC, com um TMD com $\mu = 0,01$, devido às cargas actuantes em cada piso obtidas com base nas flutuações de velocidade dadas pela série 1. A Figura 7.10 apresenta os mesmos resultados para a série de carregamento número 3 enquanto o quadro 7.7 apresenta um resumo dos valores máximos dos deslocamentos e acelerações para o topo do edifício com a implementação do mesmo TMD para cada uma das séries, apresentando-se também os valores máximos das mesmas variáveis mas sendo estes obtidos através da multiplicação do desvio padrão dos valores da resposta encontrada pelo factor de pico.

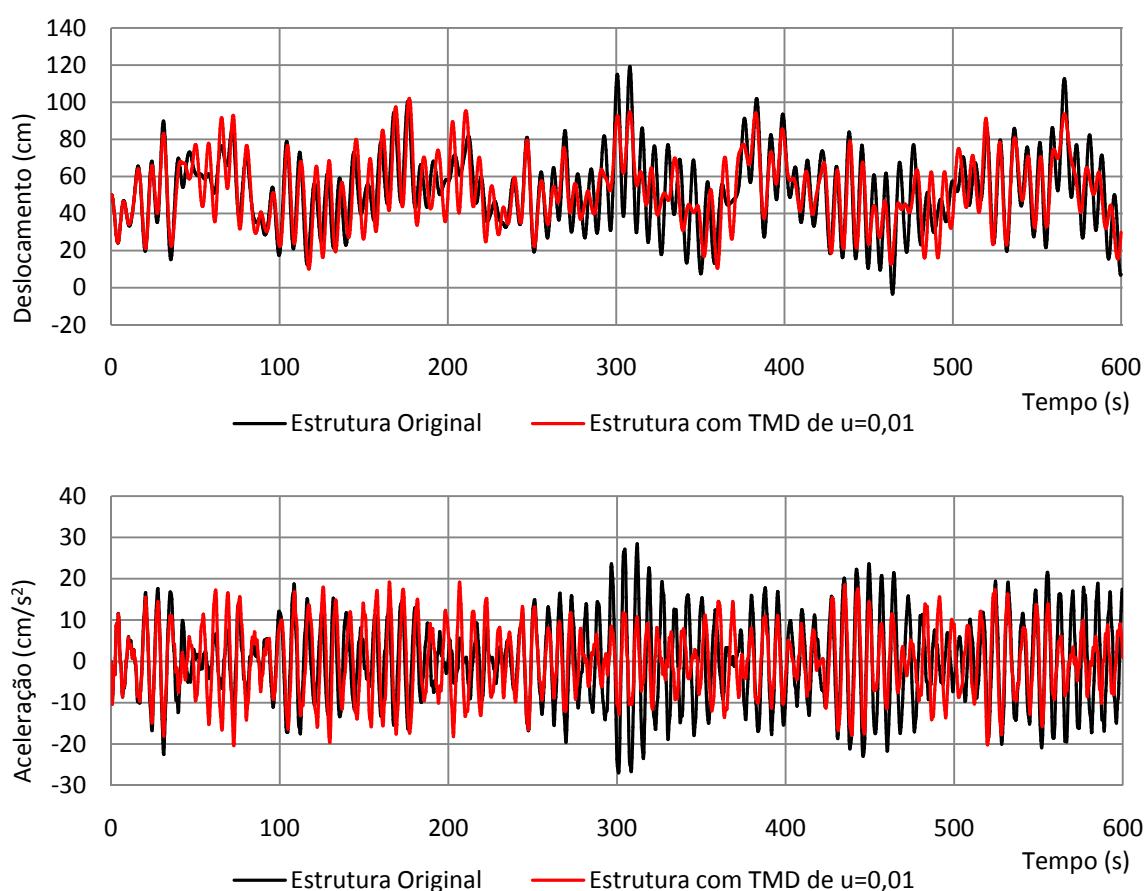


Figura 7.9 – Registos dos deslocamentos e acelerações para o topo do WTC com e sem TMD de $\mu = 0,01$, quando sujeito a uma carga dinâmica provocada por flutuações de velocidade do vento dadas pela série 1.

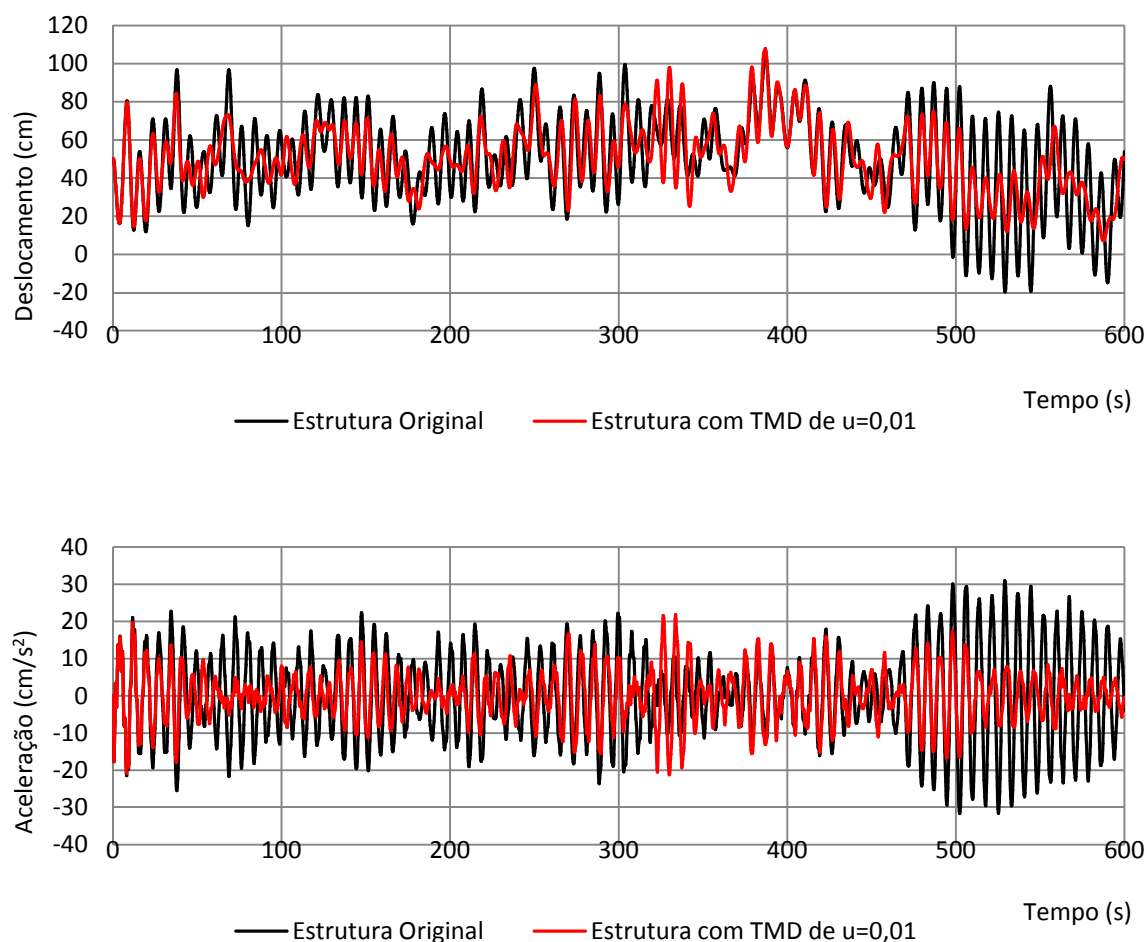


Figura 7.10 – Registos dos deslocamentos e acelerações para o topo do WTC com e sem TMD de $\mu = 0,01$, quando sujeito a uma carga dinâmica provocada por flutuações de velocidade do vento dadas pela série 3.

Quadro 7.7- Resumo dos deslocamentos e acelerações máximas obtidas para o topo do WTC com TMD de $\mu = 0,01$ e para cada série.

SÉRIE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Média
Deslocamento máximo obtido directamente da resposta (m)	1,02	1,08	1,08	0,98	0,96	1,28	0,94	1,03	1,11	1,21	1,07
Aceleração máxima obtida directamente da resposta (m/s²)	0,20	0,21	0,22	0,20	0,23	0,28	0,33	0,27	0,29	0,30	0,25
Deslocamento máximo obtido através do factor de pico (m)	1,07	1,05	1,05	1,05	1,08	1,17	1,04	1,05	1,11	1,17	1,08
Aceleração máxima através do factor de pico (m/s²)	0,26	0,25	0,22	0,23	0,28	0,28	0,29	0,23	0,33	0,32	0,27

Contrapondo o quadro 7.7 com o quadro 7.5 verifica-se que, em termos de valores médios, o TMD reduziu os valores máximos tanto dos deslocamentos como das acelerações. O valor médio do deslocamento máximo obtido directamente a partir das respostas das pelo programa de cálculo reduziu de 1,17m para 1,07m, o que corresponde a uma redução de cerca de 9%, enquanto a aceleração máxima da média das séries passou de $0,33\text{m/s}^2$ para $0,25\text{m/s}^2$, o que corresponde a uma atenuação de cerca de 24%. Fazendo a mesma análise mas a partir da resposta calculada através do produto do desvio padrão da resposta pelo factor de pico, pode verificar-se que o deslocamento máximo médio passou de 1,17m para 1,08m o que corresponde a uma redução de cerca de 8%, enquanto a aceleração máxima média passou de $0,34\text{m/s}^2$ para $0,27\text{m/s}^2$, traduzindo-se numa redução de cerca de 21%. O quadro 7.8 apresenta um resumo da eficiência do TMD em termos médios, para os valores máximos de deslocamentos e acelerações, para a média das 10 séries, conforme obtida através dos valores máximos das respostas ou pela multiplicação do desvio padrão destas pelo factor de pico.

Quadro 7.8- Resumo da eficiência do TMD de $\mu = 0,01$

	Estrutura sem TMD	Estrutura com TMD $\mu = 0,01$	Redução face à estrutura sem TMD
Deslocamento máximo obtido directamente da resposta (m)	1,17	1,07	9%
Aceleração máxima obtida directamente da resposta (m/s^2)	0,33	0,25	24%
Deslocamento máximo obtido através do factor de pico (m)	1,17	1,08	8%
Aceleração máxima obtida através do factor de pico (m/s^2)	0,34	0,27	21%

Voltando à análise do quadro 7.7 pode constatar-se que, para a série de carregamento número 3, a implementação do TMD na estrutura revelou-se muito eficiente em termos de acelerações, mas conduziu a um ligeiro aumento do valor máximo do deslocamento. Pela análise da Figura 7.10 averigua-se que, apesar de nas componentes em que se verifica ressonância se notar uma significativa redução da amplitude das oscilações, quando a resposta da estrutura sem TMD atinge o valor máximo não ocorre uma redução desse valor. Isto poderá interpretar-se pelo facto de o valor máximo não ser atingido devido à componente ressonante entre a solicitação e a estrutura, sendo antes atingido devido a uma componente da acção com uma frequência diferente da frequência natural da estrutura, facto que, devido ao TMD ter sido sintonizado para a frequência ressonante e através da análise da Figura 6.23 se pode constatar que pode conduzir a um ligeiro aumento da resposta.

Esta situação leva a considerar que o dimensionamento de TMD's para atenuação da resposta de edifícios altos na direcção longitudinal ao vento requer um estudo mais detalhado, pois tratando-se de uma solicitação aleatória composta por uma vasta gama de frequências e para que este dispositivo seja dotado de uma eficácia máxima, este deve ser sintonizado de tal modo que para qualquer razão de frequências não se verifique uma possível amplificação.

Convém no entanto realçar que, este foi um caso particular nas dez séries geradas e que, por exemplo, para a série 2 se verificou uma redução do deslocamento máximo de 1,32m para 1,08m o que corresponde a uma redução de cerca de 18%. No que respeita a acelerações a redução com a implementação do TMD ronda os 40% para esta mesma série, podendo o correspondente registo temporal destas duas variáveis ser analisado em anexo. No cômputo geral e em termos de valores

médios avalia-se que, a implementação do TMD conduziu a uma redução quer de deslocamentos máximos quer de acelerações, sendo no entanto mais eficiente em termos de acelerações.

7.3.3.2. TMD com $\mu = 0,005$

Centrando agora a análise da resposta da estrutura para um TMD com $\mu = 0,005$, é apresentado na Figura 7.11 o registo ao longo do tempo dos deslocamentos e das acelerações para o topo do WTC, com um TMD com $\mu = 0,005$, e para as cargas actuantes em cada piso obtidas com base nas flutuações de velocidade dadas pela série 1. A Figura 7.12 apresenta os mesmos resultados para a série de carregamento número 3 enquanto o quadro 7.9 apresenta um resumo dos valores máximos dos deslocamentos e acelerações para o topo do edifício com a implementação do mesmo TMD para cada uma das séries, apresentando-se também os valores máximos das mesmas variáveis mas sendo estes obtidos através da multiplicação do desvio padrão dos valores da resposta encontrada pelo factor de pico.

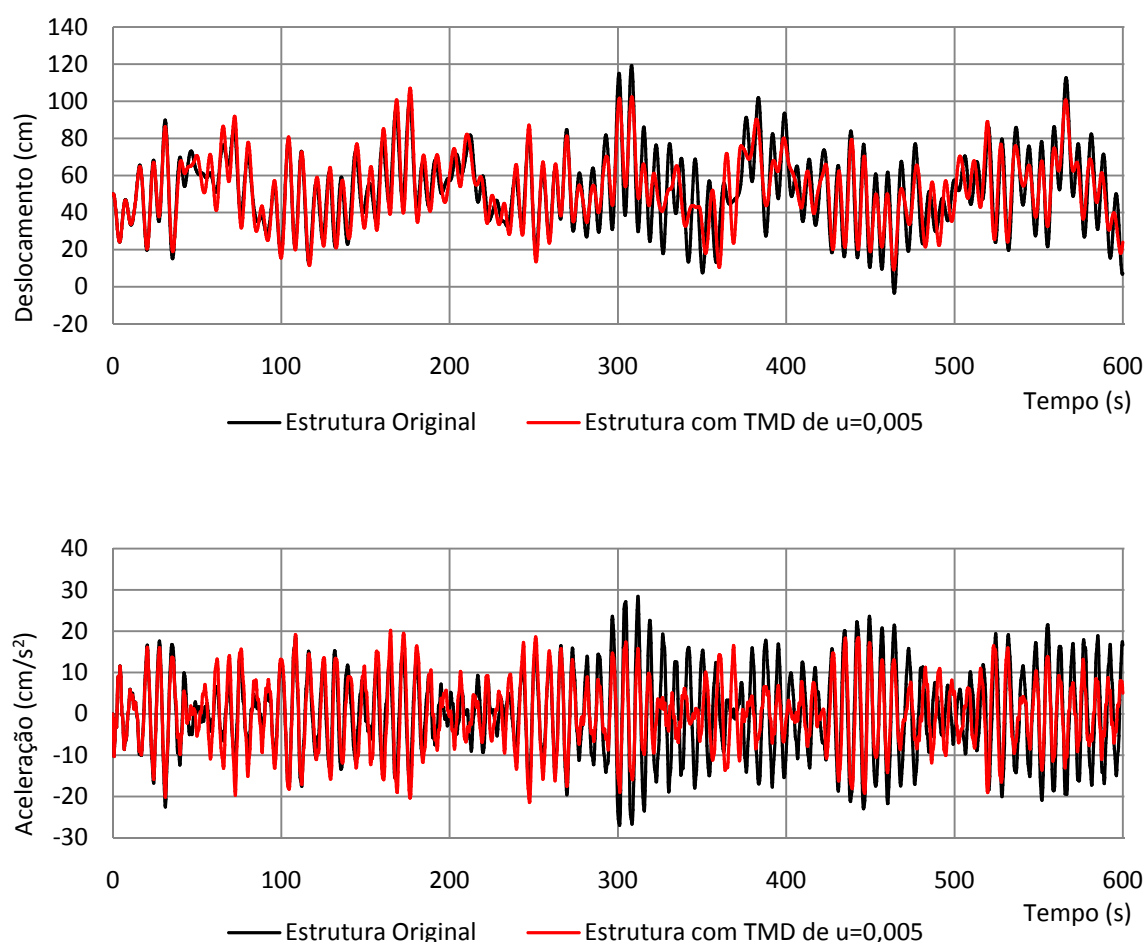


Figura 7.11 – Registos dos deslocamentos e acelerações para o topo do WTC com e sem TMD de $\mu = 0,005$, quando sujeito a uma carga dinâmica provocada por flutuações de velocidade do vento dadas pela série 1.

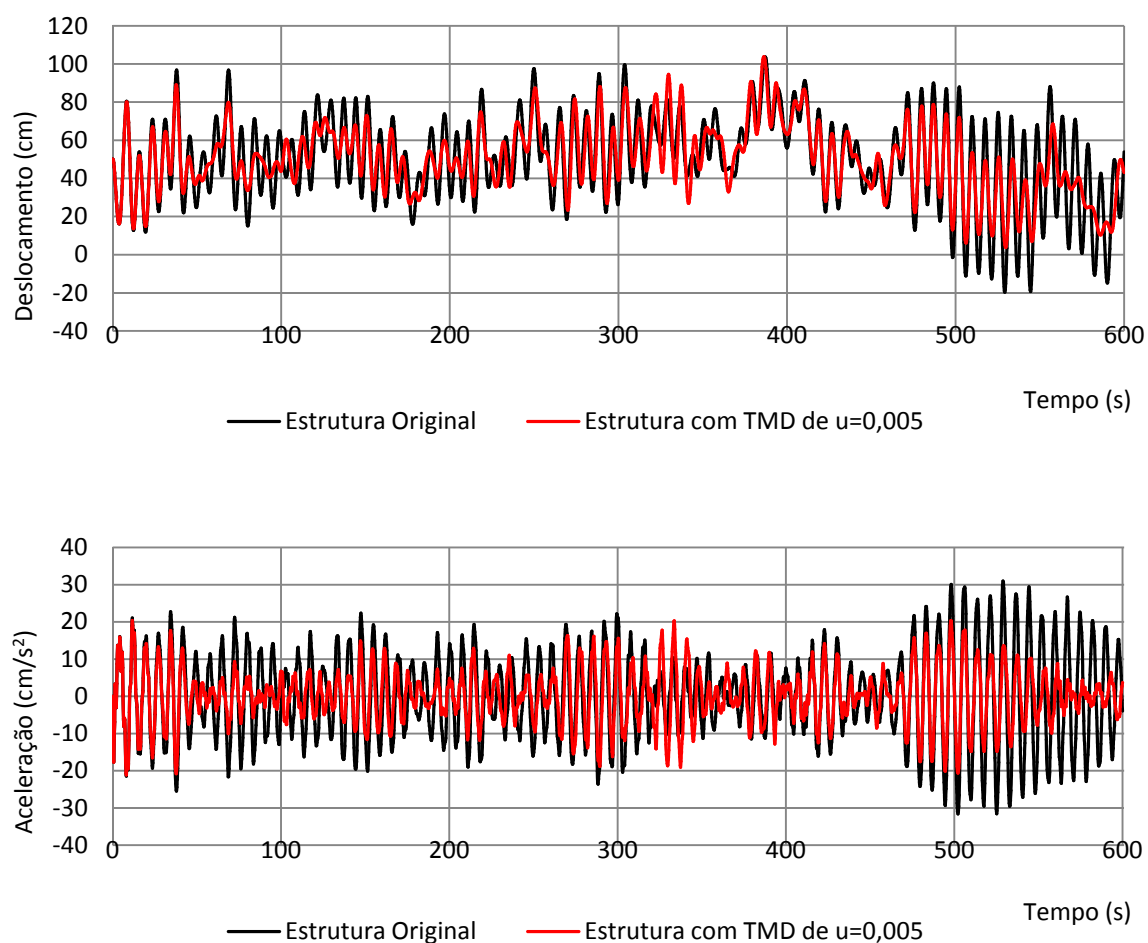


Figura 7.12 – Registos dos deslocamentos e acelerações para o topo do WTC com e sem TMD de $\mu = 0,005$, quando sujeito a uma carga dinâmica provocada por flutuações de velocidade do vento dadas pela série 3.

Quadro 7.9- Resumo dos deslocamentos e acelerações máximas obtidas para o topo do WTC com TMD de $\mu = 0,005$ e para cada série.

SÉRIE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Média
Deslocamento máximo obtido directamente da resposta (m)	1,07	1,09	1,04	1,01	0,97	1,32	0,99	1,04	1,13	1,23	1,09
Aceleração máxima obtida directamente da resposta (m/s ²)	0,21	0,24	0,21	0,23	0,23	0,29	0,33	0,29	0,30	0,32	0,27
Deslocamento máximo obtido através do factor de pico (m)	1,07	1,07	1,06	1,10	1,10	1,17	1,04	1,06	1,14	1,17	1,10
Aceleração máxima através do factor de pico (m/s ²)	0,26	0,27	0,23	0,25	0,30	0,29	0,29	0,25	0,33	0,32	0,28

Pela análise do quadro 7.9 verifica-se que, em termos de valores médios, o TMD reduziu os valores máximos tanto dos deslocamentos como das acelerações. O valor médio do deslocamento máximo obtido directamente a partir das respostas dadas pelo programa de cálculo reduziu de 1,17m para 1,09m, o que corresponde a uma redução de cerca de 7%, enquanto a aceleração máxima da média das séries passou de $0,33\text{m/s}^2$ para $0,27\text{m/s}^2$, o que corresponde a uma atenuação de cerca de 18%. No que respeita à série 1 verifica-se uma redução do deslocamento máximo de 1,19m para 1,07m o que corresponde a uma redução de cerca de 10%, e no que respeita a acelerações a redução do valor máximo de $0,33\text{ m/s}^2$ no que respeita à estrutura sem TMD para $0,21\text{ m/s}^2$ com a implementação do TMD conduziu a uma redução de aproximadamente 36% para esta série

O quadro 7.10 apresenta um resumo da eficiência do TMD em termos médios, para os valores máximos de deslocamentos e acelerações, para a média das 10 séries, conforme obtida através dos valores máximos das respostas ou pela multiplicação do desvio padrão destas pelo factor de pico.

Quadro 7.10- Resumo da eficiência do TMD de $\mu = 0,005$

	Estrutura sem TMD	Estrutura com TMD $\mu = 0,005$	Redução face à estrutura sem TMD
Deslocamento máximo obtido directamente da resposta (m)	1,17	1,09	7%
Aceleração máxima obtida directamente da resposta (m/s^2)	0,33	0,27	18%
Deslocamento máximo obtido através do factor de pico (m)	1,17	1,10	6%
Aceleração máxima obtida através do factor de pico (m/s^2)	0,34	0,28	18%

Analisando o quadro 7.10, constata-se portanto que, no cômputo geral, em termos de valores médios das séries geradas e para os picos de deslocamento e aceleração, o TMD reduz a resposta sendo também mais eficaz ao nível das acelerações.

Voltando a analisar o caso particular da série 3, é possível verificar que o valor máximo é praticamente o mesmo com e sem TMD, não surtindo portanto este qualquer efeito em termos de valor máximo para esta série mas, verificando-se no entanto claramente uma atenuação da resposta em ressonância quando comparada com a resposta da estrutura quando esta não se encontrava dotada do TMD. Para esta mesma série repare-se que, apesar de o TMD não surtir efeito em termos de valor máximo de deslocamento o valor máximo da aceleração é consideravelmente reduzido.

7.4. ANÁLISE COMPARATIVA E CONSIDERAÇÕES FINAIS

A metodologia seguida para efectuar uma análise dinâmica visou a análise da eficiência dos TMD's na resposta da estrutura na direcção longitudinal, no entanto, confrontando o resultado obtido em termos de deslocamento máximo para o topo do WTC por aplicação do EC1 com o resultado esperado em termos médios por aplicação de uma carga dinâmica representativa da acção do vento modelada conforme o proposto, verifica-se que os resultados obtidos através desta última análise conduziram a deslocamentos médios cerca de 10% superiores ao deslocamento previsto por aplicação do EC1. Tendo em conta que o edifício ultrapassa significativamente a altura limite de 200m prevista no regulamento, e portanto sendo de esperar uma maior amplificação dinâmica, permite concluir que o procedimento adoptado para avaliação do comportamento dinâmico se mostrou adequado.

Na direcção estudada pode constatar-se que os fenómenos dinâmicos não são significativos no que respeita ao nível de conforto dos ocupantes encontrando-se valores de acelerações que, para o caso de estudo, respeitam os limites considerados como aceitáveis. Consta-se no entanto que, no caso dos edifícios altos, as forças de arrasto provocadas pela acção do vento podem atingir valores consideráveis e que se podem traduzir como forças às quais é necessário prestar especial atenção no que respeita ao dimensionamento para Estado Limite Último.

Pela análise feita dos valores obtidos para o factor estrutural de acordo com o EC1 e que tem por base uma forma simplificada de determinação do amortecimento aerodinâmico, parece que o valor deste mesmo amortecimento pode influenciar muito as forças devidas à acção do vento sobre edifícios altos, tendo um papel importante, juntamente com o amortecimento estrutural, no controlo da resposta dinâmica e podendo consequentemente influenciar os níveis de aceleração do edifício.

Comparando os resultados obtidos com a implementação de TMD's na estrutura pode constatar-se que, quando esta é solicitada por uma carga harmónica em ressonância com a frequência fundamental da estrutura, existe uma redução muito acentuada da resposta sendo o TMD cuja relação de massas é de 1% mais eficaz. Perante esta solicitação, a implementação do TMD de $\mu = 0,01$ conduz a uma redução da resposta quer em termos de deslocamentos quer em termos de acelerações de cerca de 68%, contrastando com a redução associada ao TMD de $\mu = 0,005$ que conduz a uma redução de cerca de 58%.

Quando a estrutura é solicitada pela acção modelada como representativa da acção do vento, verifica-se que a atenuação da resposta depende muito da série de carregamento gerada e não é tão eficaz como quando a estrutura é solicitada por uma carga harmónica ressonante, conseguindo-se no entanto uma ligeira redução em termos médios dos valores máximos dos deslocamentos e uma redução maior no que respeita a acelerações. O quadro 7.11 apresenta um resumo da percentagem de redução esperada em termos de deslocamentos e acelerações por aplicação de cada um dos TMD's no caso de estudo

Quadro 7.11- Comparação da eficiência dos TMD's

	Estrutura sem TMD	Redução com TMD $\mu = 0,01$	Redução com TMD $\mu = 0,005$
Deslocamento máximo médio obtido directamente da resposta	1,17 m	9%	7%
Aceleração máxima média obtida directamente da resposta	0,33 m/s ²	24%	18%

Na hipótese de se entender necessário adoptar um TMD para este caso de estudo, para atenuação das vibrações nesta direcção, e uma vez que atenuação da resposta não difere muito em termos médios conforme o TMD adoptado, será preferível, tendo em conta aspectos económicos e sobretudo em termos de peso acrescido para a estrutura, adoptar-se por um TMD com uma menor relação de massas.

Neste trabalho foi estudada a resposta de um edifício alto na direcção longitudinal à acção do vento, mas foi também referido que a possibilidade de num edifício de elevada altura a frequência de formação de vórtices alternadamente em cada um dos lados do edifício gerados pela passagem do escoamento envolta do mesmo poder andar próxima, ou mesmo coincidir com a frequência de vibração da estrutura. Interpretando simplificadamente esta acção como uma solicitação sinusoidal com frequência igual à frequência natural da estrutura a actuar na direcção transversal à direcção do escoamento do vento, pode concluir-se que o dimensionamento de TMD's para controlo de vibrações em edifícios altos geradas pela formação de vórtices com frequência igual à frequência fundamental do edifício devidas à acção do vento pode revelar-se extremamente eficaz.

CONCLUSÕES

8.1. CONCLUSÕES ACERCA DO TRABALHO ELABORADO

A solicitação do vento sobre um edifício alto reveste-se de primordial importância para o seu dimensionamento, podendo condicionar o sistema estrutural a adoptar ou até conduzir à necessidade da implementação de sistemas de controlo para limitar vibrações causadas por fenómenos dinâmicos provocados por esta acção.

Após uma revisão bibliográfica, o trabalho começou por apresentar conceitos base acerca da circulação do ar na atmosfera, conferindo maior importância ao estudo do escoamento envolta de edifícios altos e sua resposta dinâmica, sendo apresentados, acerca desta matéria, conceitos teóricos que permitem uma melhor compreensão do Eurocódigo 1 no que respeita à consideração das acções do vento.

Depois de uma análise comparativa entre o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes e o Eurocódigo 1, pode concluir-se que existem diferenças nos métodos considerados para quantificação das acções do vento sentindo-se uma evolução por parte do regulamento europeu. Conclui-se que o Eurocódigo 1 se baseia no método do “*Gust Loading Factor*” para a quantificação desta acção e que tem em consideração um factor estrutural que contempla o facto da não simultaneidade da ocorrência das pressões ao longo da fachada do edifício com possíveis fenómenos dinâmicos que possam ocorrer.

Comparando os dois procedimentos sugeridos por este regulamento para quantificação deste factor estrutural pode concluir-se que a diferença dos valores obtidos por cada um deles é inferior a 5%, e que, sendo este factor dependente da frequência de vibração da estrutura, uma diminuição desta mesma frequência conduz a um aumento do valor do factor estrutural. Com uma variação da frequência de vibração da estrutura de 25% face ao valor obtido pela expressão recomendada para edifícios pelo EC1, a diferença do valor do factor estrutural quando calculado pelos dois procedimentos continua a não ser superior a 5%, conduzindo portanto qualquer um dos procedimentos adoptados a resultados muito semelhantes.

Tendo sido elaborado, para um edifício tipo, um estudo paramétrico da evolução dos valores das forças de corte totais e dos momentos flectores em função da altura, aplicando o R.S.A. e o Eurocódigo 1, pode concluir-se que, para a velocidade base considerada (28m/s), os valores obtidos para estes esforços por aplicação deste último regulamento são na generalidade superiores aos obtidos por aplicação do regulamento actualmente vigente em Portugal, facto este que está relacionado com diferenças no valor do coeficiente de pressão exterior adoptado por cada regulamento para a face de sotavento do edifício. Pode concluir-se, também, que a definição de um maior número de categorias de

terreno por parte do regulamento europeu permite uma quantificação mais realista das acções do vento.

No que respeita à modelação de um pórtico equivalente à estrutura do World Trade Center, pode concluir-se que o valor dos parâmetros estruturais encontrados para a frequência, massa e rigidez correspondentes ao primeiro modo de vibração conduzem a um comportamento estrutural próximo da modelação tridimensional efectuada por [39].

Para modelação da acção dinâmica do vento foi feita referência a um método de geração de séries sintéticas de vento, denominado de método de Shinozuka, e para o qual se discute o número de intervalos de discretização a adoptar, concluindo-se que quanto maior for o número de intervalos melhor será o processo, obtendo-se, no entanto, com divisões acima de 1000 intervalos resultados aceitáveis.

A metodologia simplificada adoptada, para a avaliação dos efeitos da acção dinâmica do vento, consistiu na aplicação de forças variáveis ao longo do tempo, ao nível de cada piso, seguindo a mesma lei de variação, sendo essa lei obtida a partir da geração de séries temporais com base no espectro de potência, previamente multiplicado pela função de admitância aerodinâmica. Através geração de dez séries distintas, conclui-se que o resultado dinâmico obtido em termos de valores médios do deslocamento máximo, segundo este processo, conduziu a resultados cerca de 10% superiores ao resultado obtido através da aplicação do EC1. Conclui-se também que, a resposta dinâmica da estrutura é bastante influenciada pela série de carga considerada, obtendo-se uma gama de valores máximos em termos de deslocamentos a variar, conforme a série, cerca de 23%, quando medidos directamente da resposta, e cerca de 13% quando obtidos através da multiplicação do desvio padrão da resposta pelo factor de pico.

Pela análise da resposta do edifício na direcção longitudinal à acção do vento conclui-se que os fenómenos dinâmicos para o caso de estudo não são significativos no que respeita ao nível de conforto dos ocupantes, encontrando-se valores de acelerações que respeitam os limites considerados como aceitáveis. Convém realçar que, para esta situação, o amortecimento aerodinâmico, pelo facto de se adicionar ao amortecimento estrutural, parece contribuir consideravelmente no controlo da resposta em termos de condições de serviço nesta direcção.

Conclui-se no entanto que, no caso dos edifícios altos, as forças de arrasto provocadas pela acção do vento podem atingir valores consideráveis e que se podem traduzir como forças às quais é necessário prestar especial atenção no que respeita ao dimensionamento para Estado Limite Último.

No que respeita à implementação de TMD's, conclui-se que estes se revelam muito eficazes quer em termos de deslocamentos quer em termos de acelerações quando a estrutura se encontra sujeita a uma solicitação harmónica com frequência igual à frequência de vibração do edifício. A aplicação destes dispositivos para controlo de vibrações poderá portanto ser muito eficiente para controlo de fenómenos de ressonância na direcção transversal ao escoamento causados pela formação de vórtices. No entanto, a atenuação encontrada para a estrutura quando sujeita à acção modelada como representativa da acção do vento depende muito da série de carregamento gerada, não se revelando este sistema tão eficaz como perante uma solicitação harmónica em perfeita ressonância.

Para os TMD's com os parâmetros dimensionados, conclui-se que em termos de acelerações se conseguem reduções na ordem dos 24%, para um TMD com 1% de razão de massas, e na ordem dos 18% para um TMD com 0,5 % de razão de massas. No que respeita a deslocamentos concluiu-se que o sistema se revelou menos eficaz, conseguindo-se apenas reduções na ordem dos 9% para um TMD com 1% de razão de massas e na ordem dos 7% para um TMD com 0,5% de razão de massas.

8.2. CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS

Este trabalho integrou-se no último ano do agora Mestrado Integrado em Engenharia Civil que, devido à implementação do processo de Bolonha na faculdade, foi elaborado em paralelo com a frequência de disciplinas importantes ao nível de conhecimentos nesta área, nomeadamente dinâmica estrutural. Tal facto obrigou a um esforço redobrado para uma aquisição rápida de conhecimentos que permitissem o desenvolver do trabalho tendo em conta os prazos de entrega obrigatória.

A quantificação da acção do vento sobre as estruturas e, em particular sobre os edifícios altos, engloba uma série de complexidades que exigem um domínio amplo do conhecimento da engenharia do vento, sendo portanto estabelecidas neste trabalho algumas noções acerca desta matéria que visam facilitar a compreensão de conceitos essenciais para quem se inicia no estudo desta área.

Nestas condições, perante a metodologia seguida para quantificação da acção dinâmica do vento, sugere-se o estudo comparativo dos resultados obtidos por esta via e por implementação do Eurocódigo 1 para outros edifícios.

Embora sendo difícil de executar no âmbito de uma tese de Mestrado Integrado, seria interessante fazer uma análise com recurso a modelos à escala em túnel de vento com vista à determinação de valores do amortecimento aerodinâmico para edifícios regulares rectangulares, podendo com isto averiguar-se a sua influência nos possíveis efeitos dinâmicos na direcção longitudinal do escoamento, bem como comparar com os valores obtidos por aplicação aproximada do Eurocódigo 1.

Uma análise comparativa entre a atenuação verificada com a implementação de amortecedores de massas sintonizadas com outros sistemas de controlo, como por exemplo amortecedores de colunas líquidas sintonizadas ou amortecedores visco-elásticos seria também interessante.

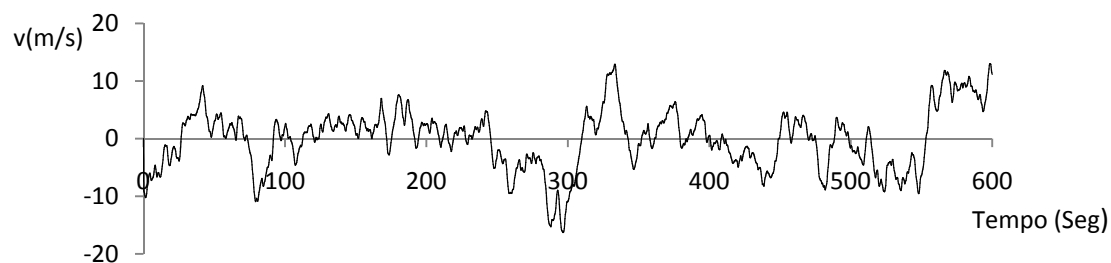
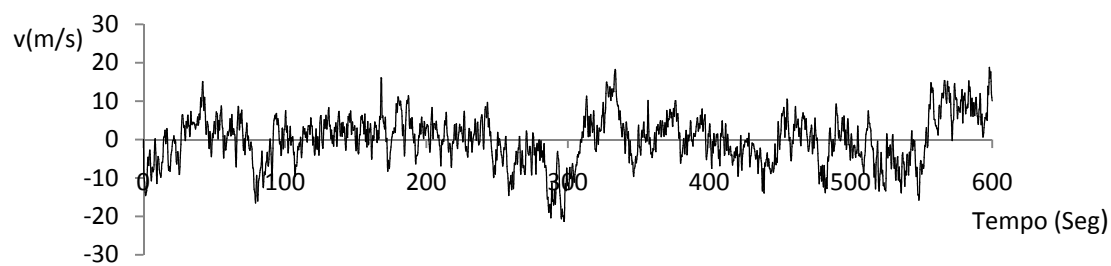
BIBLIOGRAFIA

- [1] Almeida, R. F., Barros, R. C., *Analysis of the wind Dynamic Response of Towers and Metallic Masts*, Eighth International Conference on Computational Structures Technology, Las Palmas de Gran Canaria, Spain, 12-15 September 2006.
- [2] Almeida, R. F., Barros, R. C., *Análise do Efeito Dinâmico do Vento em Torres Metálicas*, V Congresso de Construção Metálica e Mista, Centro de Congressos de Lisboa, 24-25 de Novembro de 2005.
- [3] Bachmann, H., *Vibration Problems in Structures, practical guidelines*. Birkhäuser verlag, 1997.
- [4] Bachmann, H., Weber, B. *Tuned vibration Absorbers for “Lively” structures*. Journal of IABSE, Structural Engineering International, vol. 5, nº 1, 1995.
- [5] Balendra, T., Ma, Z., Tan, C., *Design of tall residential buildings in Singapore for wind effects*. Wind and Structures, Vol.6 2003, pp. 221-248, New York, USA.
- [6] Barbat, A., Canet, J., *Estructuras Sometidas a Acciones Sísmicas – Cálculo por Ordenador*, CIMNE, Barcelona, 1994.
- [7] Barros, R. C., *Dimensionamento Estrutural de Mastros*, Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería (RIMNCDI), Ed. E. Oñate (España) e J.C. Heinrich (USA), Universitat Politècnica de Catalunya (UPC), Vol. 18, Nº 3, pp. 351-365, Barcelona, 2002.
- [8] Caetano, E., Moutinho, C., Cunha, A., *Análise Experimental da Eficiência de TMDs para a Atenuação da Resposta Sísmica de Estruturas de Edifícios*. SISMICA 2004 – 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, 14 a 16 de Abril de 2004, Guimarães, pp. 621-630, Portugal.
- [9] Chen, X., Kareem, A., *Equivalent Static Wind Loads on Buildings: New Model*. Journal of Structural Engineering, June 2006, pp. 1006-1008, ASCE, New York.
- [10] Clough, R., Penzien, J., *Dynamic of Structures*, McGraw-Hill International Editions, New York, 1993.
- [11] Cook, N., *Designer’s guide to EN 1991-1-4: Eurocode 1: actions on structures, general actions. Part 1-4, Wind actions*, Thomas Telford, London, 2007.
- [12] Den Hartog, J., *Mechanical Vibrations*, McGraw-Hill International Editions, New York, 1940.
- [13] *EN 1991-1-4: Eurocode 1: actions on structures, general actions. Part 1-4, Wind actions*, CEN, Brussels; April 2005
- [14] Eagar, T., Musso, C. *Why Did the World Trade Center Collapse? Science, Engineering, and Speculation*. 2001. <http://www.tms.org/pubs/journals/JOM/0112/Eagar/Eagar-0112.html>. Em 9 de Maio de 2008.
- [15] Figueiras, J., *Nova Regulamentação para o projecto de estruturas de betão (integrado nos cursos de formação contínua da FEUP)*, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, DECivil, Porto, 1998.
- [16] Guerreiro, L., *Dinâmica e Engenharia Sísmica (Ciclo de Conferências do Fórum Civil)*, Instituto Superior Técnico, 10 de Maio 2007, Lisboa.
- [17] Holmes, J.D., *Wind Loading of Structures*, Spon Press, London; 2001

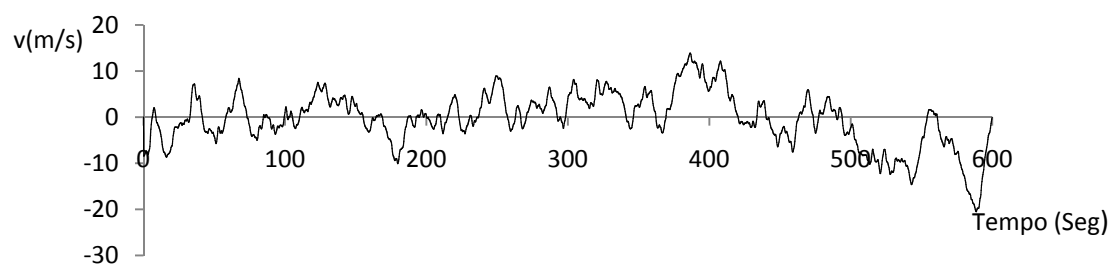
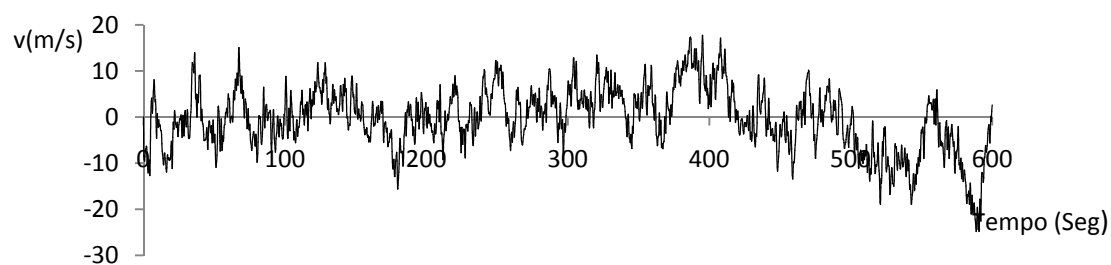
- [18] Houghton, E., Carruthers N., *Wind forces on buildings and structures : an introduction*, London, 1976.
- [19] <http://www.burjdubai.com/>. Em 9 de Maio de 2008.
- [20] http://www.debunk911myths.org/topics/Design_and_construction_of_the_World_Trade_Center. Em 1 de Maio de 2008.
- [21] http://www.sky-scrapers.org/Structural_Facts/index.php/Taipei_101:_Engineering. Em 1 de Maio de 2008.
- [22] <http://www.taipei-101.com.tw/en/tower/technology/01.asp>. Em 9 de Maio de 2008.
- [23] <http://911research.wtc7.net/mirrors/guardian/WTC/they-lied-about-trusses.htm>. Em 1 de Maio de 2008.
- [24] Ishizaki, H., Nishimura, H., *Wind Tunnel Experiments on the Vibration of Flexible Models of a Tall Building*. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 1992, pp. 1065-1072, Elsevier Science Publishers, Amsterdam.
- [25] Junior, C., *Análise Numérica e Experimental do Efeito Dinâmico do Vento em Torres Metálicas Treliçadas para Telecomunicações*. Dissertação de Doutorado, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2000.
- [26] Kareem, A., Li, Y., *Arma Representation of Wind Field*. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 1990, pp. 415-427, Elsevier Science Publishers B.V., Amesterdão.
- [27] Kareem, A., Zhou, Y., *Aerodynamic Admittance Function of Tall Buildings*. 2003. [www.nd.edu/~nathaz/confs/\(2003\)Aerodynamic_Admittance_Function_of_Tall_Buildings.pdf](http://www.nd.edu/~nathaz/confs/(2003)Aerodynamic_Admittance_Function_of_Tall_Buildings.pdf). Em 9 de Maio de 2008.
- [28] Kareem, A., Zhou, Y., *Gust Loading Factor: New Model*. Journal of Structural Engineering, February 2001, pp. 168-175, ASCE, New York.
- [29] Kelly, S., *Fundamentals of Mechanical Vibrations*, McGraw-Hill International Editions, Singapore, 1993.
- [30] Kijewski, T., Haan F., Kareem, A., *Wind induced vibrations*, NatHaz Modeling Laboratory Department of Civil Engeneering and Geological Sciences, Universiy of Notre Dame, USA.
- [31] Kwok, K., Samali, B., *Performance of tuned mass dampers under wind loads*. Engineering Structures, 1995, pp. 655-667, Elsevier Science Ltd., Great Britain.
- [32] Lazanha, E. *Análise Dinâmica Elasto-Plástica de Estruturas Metálicas sob excitação Aleatória do Vento*. Dissertação de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rui de Janeiro, 2002.
- [33] Lopes, A., *A acção do vento e a resposta dinâmica de edifícios altos*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 1992.
- [34] Maia, R., *Hidráulica Geral: Escoamentos Laminares e Turbulentos. Camada Limite*. DECivil Secção de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Dezembro 2002.
- [35] Moreira, T., *Análise da Sensibilidade Dinâmica de Edifícios com Estruturas Esbeltas*. Dissertação de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

- [36] Moutinho, C., *Controlo Passivo e Activo de vibrações em Pontes de Peões*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 1998.
- [37] Oliveira, J., Ferreira, M., *Análise Global de Estruturas de Edifícios*. Seminário em Estruturas, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2003.
- [38] *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*, Porto Editora, Porto, Agosto 2000.
- [39] Santos, E., *Atenuadores Visco-Elásticos para Redução de Oscilações Aeroelásticas de Edifícios Altos*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003.
- [40] Saraiva, J., Silva, F., *A Interação do Vento com Grandes Estruturas*, Métodos Computacionais em Engenharia, 31 de Maio a 4 de Junho de 2004, Lisboa, Portugal.
- [41] *Sebenta de Concepção e Dimensionamento de Edifícios Altos*, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 1998.
- [42] Simiu, E., Scanlan R., *Wind effects on structures: Fundamentals and applications to design 3rd ed.*, John Wiley & Sons, Inc., New York, 1996.
- [43] Souza, R., *Controlo passivo/activo das oscilações de estruturas esbeltas por meio de dispositivos fluido-dinâmicos*. Dissertação de Doutoramento, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003.
- [44] Suzuki, M., Kondo, K., Sanada, S., Minamide, K., *Prediction of the Wind Induced Response of Multi-story Building - Using Simultaneous Multi-channel Measuring Control System*. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 1993, pp. 341-350, Elsevier Science Publishers B.V., Amesterdão.
- [45] Taranath, S.; *Structural Analysis & Design of Tall Buildings*; McGraw-Hill; New York; 1988.
- [46] Trein, Augusto C. *Modelagem Dinâmica Equivalente de Edifícios Altos Submetidos à Acção do Vento*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.
- [47] Varadarajan, N., Nagarajaiah S., *Response control of building with variable stiffness tuned mass damper using empirical mode decomposition and Hilbert transform Algorithm*, 16th ASCE Engineering Mechanics Conference, July 16-18, 2003, University of Washington, Seattle, USA.
- [48] Wilkinson, T., *The World Trade Center and 9/11: A Discussion on Some Engineering Design Issues*. “Safe Buildings of this Century” Australian Institute of Building Surveyors National Conference, 12 - 13 August 2002, Sydney, Austrália.
- [49] Zhou, Y., Kareem, A., Kijewski, T. *Aerodynamic Loads on Tall Buildings: Interactive Database*. 2003. [www.nd.edu/~nathaz/journals/\(2003\)Aerodynamic_Loads_on_Tall_Buildings.pdf](http://www.nd.edu/~nathaz/journals/(2003)Aerodynamic_Loads_on_Tall_Buildings.pdf). Em 9 de Maio de 2008.
- [50] Zhou, Y., Kijewski, T., Kareem, A., *Along-Wind effects on tall buildings: Comparative Study of Major International Codes and Standards*. Journal of Structural Engineering, June 2002, pp. 788-796, ASCE, New York.

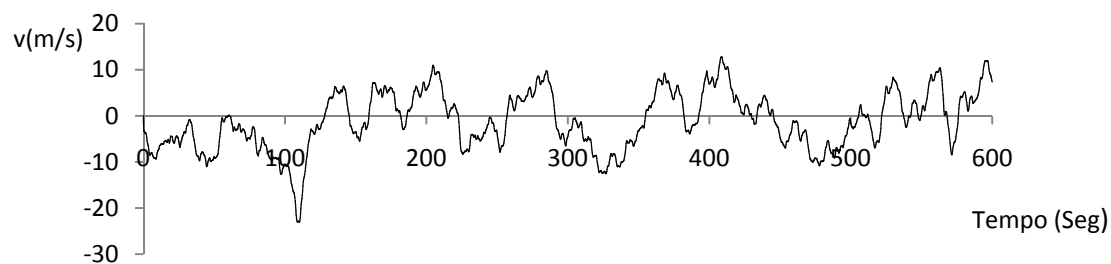
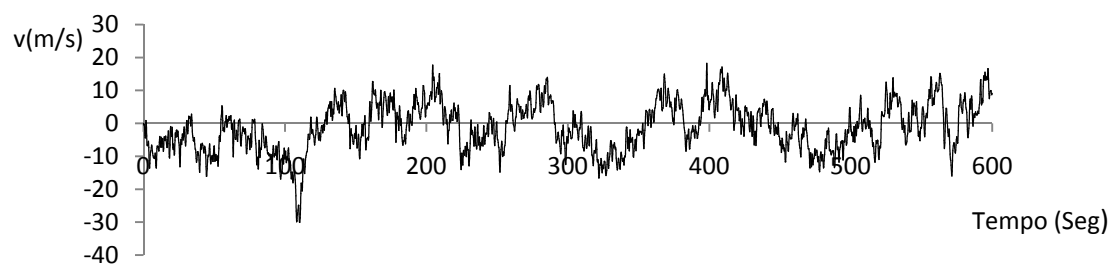
ANEXO 1



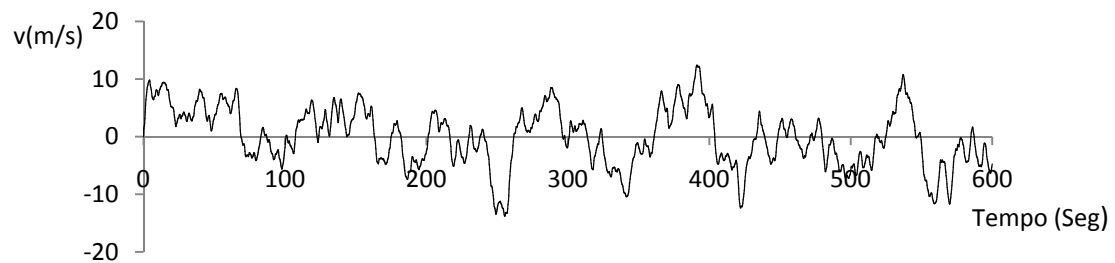
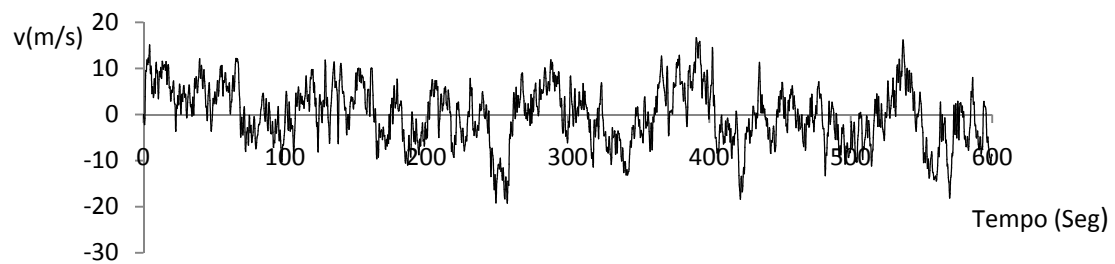
Série de Vento 2



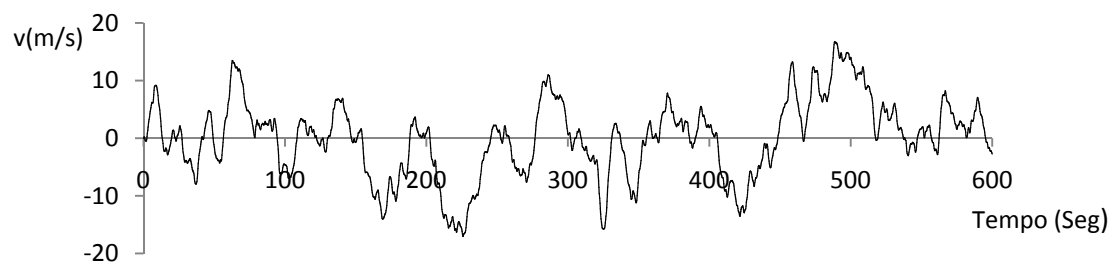
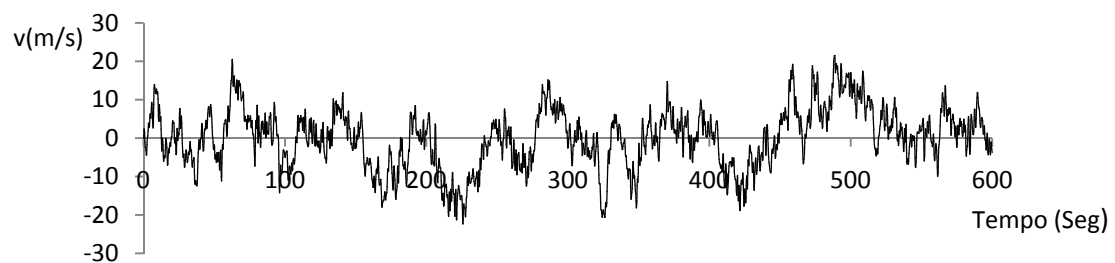
Série de Vento 3



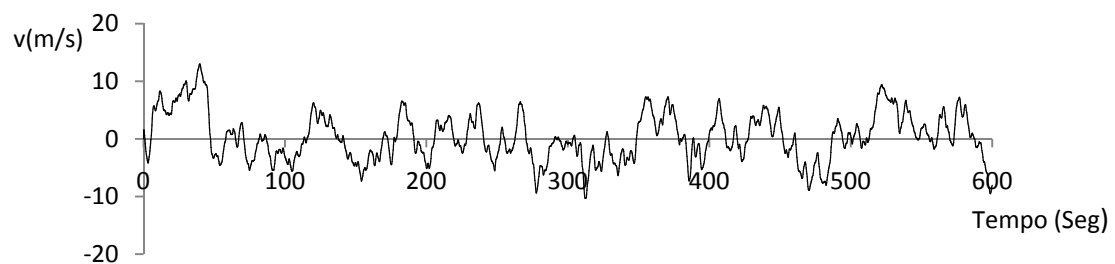
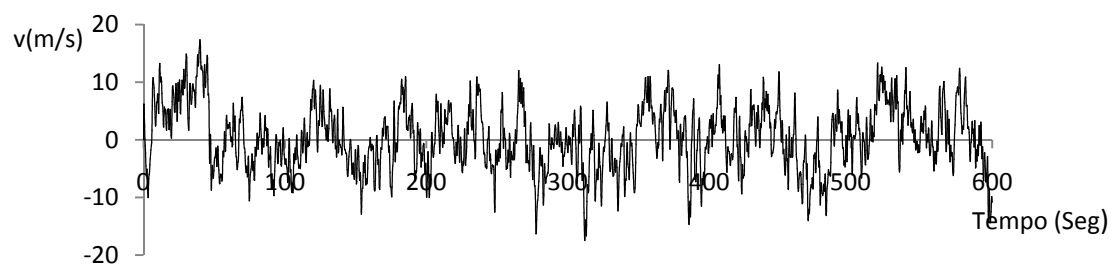
Série de Vento 4



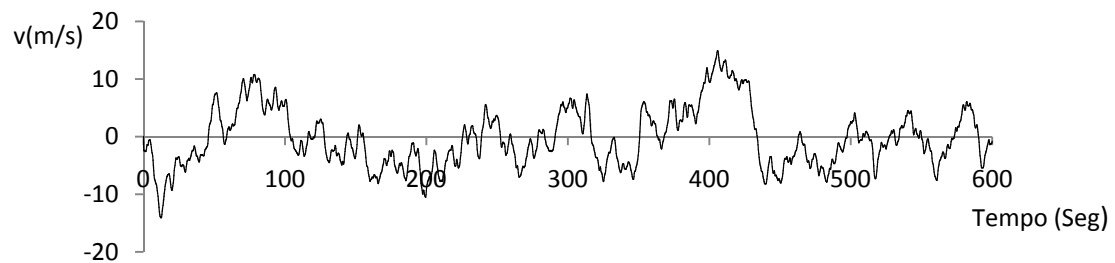
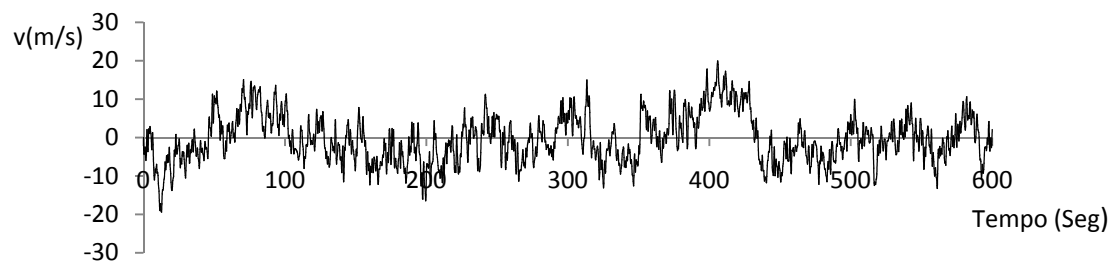
Série de Vento 5



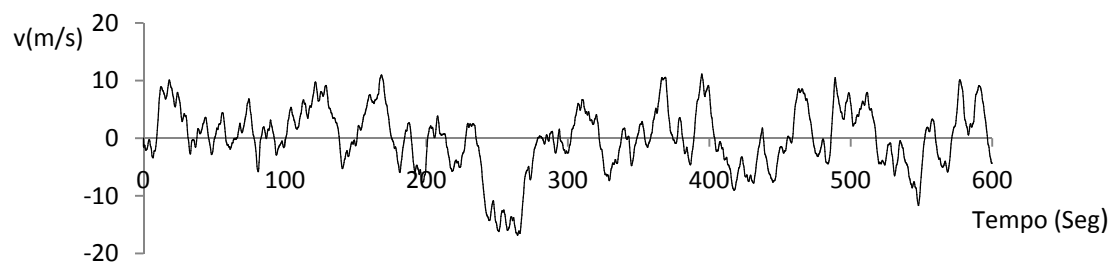
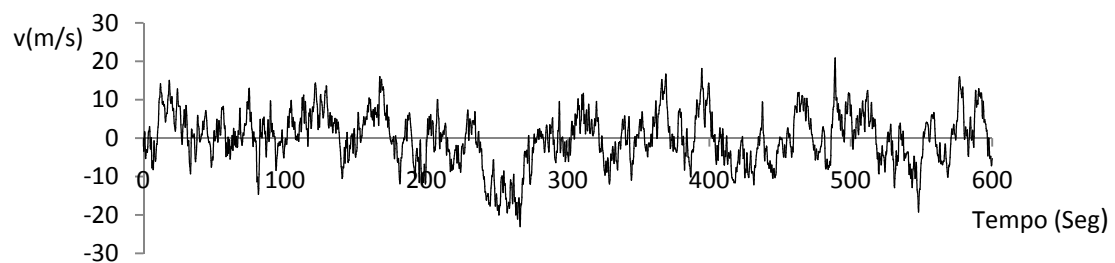
Série de Vento 6



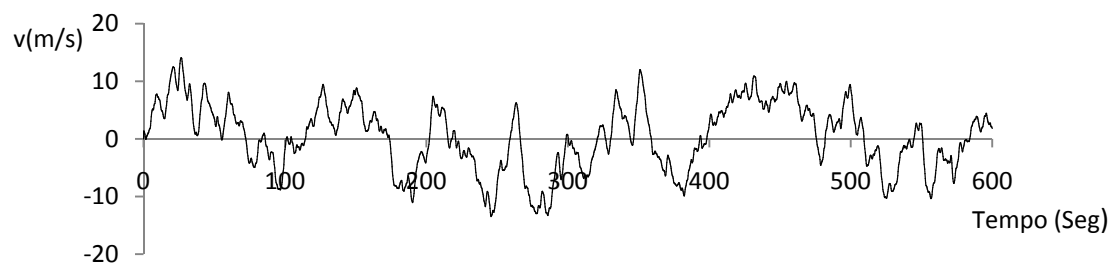
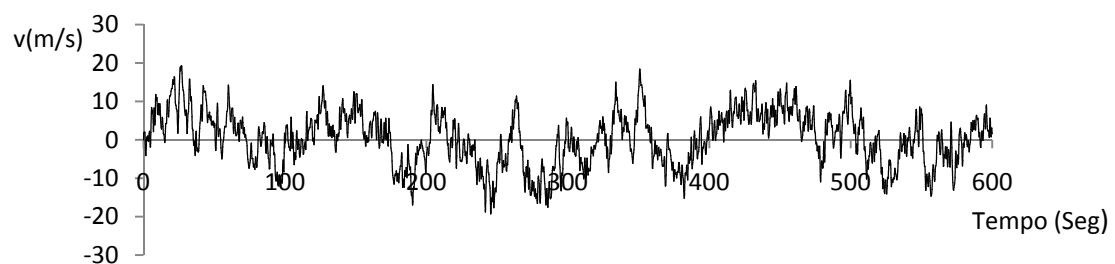
Série de Vento 7



Série de Vento 8



Série de Vento 9



Série de Vento 10

ANEXO 2

Quadro para determinação da acção do vento na direcção longitudinal de acordo com o R.S.A.

Piso	Altura (m)	Vm (m/s)	Wk(N/m ²)	Fachada da frente		Fachada de trás		Força de corte (kN)
				ðpe	pe (N/m2)	ðpe	pe (N/m2)	
1	Z= 3,8	37	856,74	0,80	685,392	-0,25	-214,185	187,523
2	Z= 7,6	37	856,74	0,80	685,392	-0,25	-214,185	187,523
3	Z= 11,4	37	856,74	0,80	685,392	-0,25	-214,185	187,523
4	Z= 15,2	37	856,74	0,80	599,718	-0,25	-214,185	187,523
5	Z= 19,0	39,10	936,31	0,80	749,050	-0,25	-234,078	239,097
6	Z= 22,8	40,34	996,70	0,80	797,363	-0,25	-249,176	254,518
7	Z= 26,6	41,44	1051,80	0,80	841,442	-0,25	-262,951	268,588
8	Z= 30,4	42,43	1102,76	0,80	882,211	-0,25	-275,691	281,602
9	Z= 34,2	43,34	1150,38	0,80	920,302	-0,25	-287,594	293,760
10	Z= 38,0	44,17	1195,21	0,80	956,170	-0,25	-298,803	305,210
11	Z= 41,8	44,95	1237,70	0,80	990,157	-0,25	-309,424	316,058
12	Z= 45,6	45,68	1278,16	0,80	1022,525	-0,25	-319,539	326,390
13	Z= 49,4	46,37	1316,85	0,80	1053,481	-0,25	-329,213	336,271
14	Z= 53,2	47,02	1353,99	0,80	1083,192	-0,25	-338,498	345,755
15	Z= 57,0	47,63	1389,74	0,80	1111,795	-0,25	-347,436	354,885
16	Z= 60,8	48,22	1424,25	0,80	1139,403	-0,25	-356,063	363,697
17	Z= 64,6	48,78	1457,64	0,80	1166,111	-0,25	-364,410	372,223
18	Z= 68,4	49,32	1490,00	0,80	1192,001	-0,25	-372,500	380,487
19	Z= 72,2	49,84	1521,43	0,80	1217,143	-0,25	-380,357	388,512
20	Z= 76,0	50,34	1552,00	0,80	1241,598	-0,25	-387,999	396,318
21	Z= 79,8	50,82	1581,77	0,80	1265,418	-0,25	-395,443	403,921
22	Z= 83,6	51,28	1610,81	0,80	1288,650	-0,25	-402,703	411,337
23	Z= 87,4	51,73	1639,17	0,80	1311,334	-0,25	-409,792	418,578
24	Z= 91,2	52,17	1666,89	0,80	1333,508	-0,25	-416,721	425,656
25	Z= 95,0	52,59	1694,01	0,80	1355,204	-0,25	-423,501	432,581
26	Z= 98,8	53,00	1720,56	0,80	1376,452	-0,25	-430,141	439,363
27	Z= 102,6	53,40	1746,60	0,80	1397,277	-0,25	-436,649	446,011
28	Z= 106,4	53,79	1772,13	0,80	1417,705	-0,25	-443,033	452,532
29	Z= 110,2	54,17	1797,20	0,80	1437,757	-0,25	-449,299	458,932
30	Z= 114,0	54,54	1821,82	0,80	1457,452	-0,25	-455,454	465,219
31	Z= 117,8	54,90	1846,01	0,80	1476,810	-0,25	-461,503	471,398
32	Z= 121,6	55,25	1869,81	0,80	1495,846	-0,25	-467,452	477,474
33	Z= 125,4	55,60	1893,22	0,80	1514,577	-0,25	-473,305	483,453
34	Z= 129,2	55,93	1916,27	0,80	1533,016	-0,25	-479,068	489,339
35	Z= 133,0	56,26	1938,97	0,80	1551,177	-0,25	-484,743	495,136
36	Z= 136,8	56,59	1961,34	0,80	1569,071	-0,25	-490,335	500,848
37	Z= 140,6	56,91	1983,39	0,80	1586,711	-0,25	-495,847	506,478
38	Z= 144,4	57,22	2005,13	0,80	1604,107	-0,25	-501,283	512,031
39	Z= 148,2	57,52	2026,59	0,80	1621,268	-0,25	-506,646	517,509
40	Z= 152,0	57,82	2047,76	0,80	1638,204	-0,25	-511,939	522,915
41	Z= 155,8	58,12	2068,65	0,80	1654,924	-0,25	-517,164	528,252
42	Z= 159,6	58,40	2089,29	0,80	1671,435	-0,25	-522,323	533,522
43	Z= 163,4	58,69	2109,68	0,80	1687,745	-0,25	-527,420	538,728
44	Z= 167,2	58,97	2129,83	0,80	1703,862	-0,25	-532,457	543,873
45	Z= 171,0	59,24	2149,74	0,80	1719,792	-0,25	-537,435	548,958
46	Z= 174,8	59,51	2169,43	0,80	1735,541	-0,25	-542,357	553,985
47	Z= 178,6	59,78	2188,89	0,80	1751,116	-0,25	-547,224	558,956
48	Z= 182,4	60,04	2208,15	0,80	1766,522	-0,25	-552,038	563,874
49	Z= 186,2	60,30	2227,21	0,80	1781,764	-0,25	-556,801	568,739
50	Z= 190,0	60,56	2246,06	0,80	1796,849	-0,25	-561,515	573,554
51	Z= 193,8	60,81	2264,72	0,80	1811,780	-0,25	-566,181	578,320
52	Z= 197,6	61,05	2283,20	0,80	1826,562	-0,25	-570,801	583,038
53	Z= 201,4	61,30	2301,50	0,80	1841,199	-0,25	-575,375	587,711
54	Z= 205,2	61,54	2319,62	0,80	1855,697	-0,25	-579,905	592,338
55	Z= 209,0	61,78	2337,57	0,80	1870,058	-0,25	-584,393	596,922

Piso	Altura (m)	Vm (m/s)	Wk(N/m ²)	Fachada da frente		Fachada de trás		Força de corte (kN)
				δpe	pe (N/m2)	δpe	pe (N/m2)	
56	Z= 212,8	62,01	2355,36	0,80	1884,286	-0,25	-588,839	601,464
57	Z= 216,6	62,24	2372,98	0,80	1898,386	-0,25	-593,245	605,965
58	Z= 220,4	62,47	2390,45	0,80	1912,360	-0,25	-597,612	610,425
59	Z= 224,2	62,70	2407,76	0,80	1926,212	-0,25	-601,941	614,847
60	Z= 228,0	62,92	2424,93	0,80	1939,945	-0,25	-606,233	619,230
61	Z= 231,8	63,14	2441,95	0,80	1953,562	-0,25	-610,488	623,577
62	Z= 235,6	63,36	2458,83	0,80	1967,066	-0,25	-614,708	627,888
63	Z= 239,4	63,57	2475,58	0,80	1980,460	-0,25	-618,894	632,163
64	Z= 243,2	63,79	2492,18	0,80	1993,747	-0,25	-623,046	636,404
65	Z= 247,0	64,00	2508,66	0,80	2006,928	-0,25	-627,165	640,611
66	Z= 250,8	64,21	2525,01	0,80	2020,007	-0,25	-631,252	644,786
67	Z= 254,6	64,41	2541,23	0,80	2032,986	-0,25	-635,308	648,929
68	Z= 258,4	64,62	2557,33	0,80	2045,867	-0,25	-639,333	653,041
69	Z= 262,2	64,82	2573,32	0,80	2058,652	-0,25	-643,329	657,122
70	Z= 266,0	65,02	2589,18	0,80	2071,344	-0,25	-647,295	661,173
71	Z= 269,8	65,21	2604,93	0,80	2083,945	-0,25	-651,233	665,195
72	Z= 273,6	65,41	2620,57	0,80	2096,456	-0,25	-655,142	669,189
73	Z= 277,4	65,60	2636,10	0,80	2108,879	-0,25	-659,025	673,154
74	Z= 281,2	65,80	2651,52	0,80	2121,216	-0,25	-662,880	677,092
75	Z= 285,0	65,98	2666,84	0,80	2133,470	-0,25	-666,709	681,004
76	Z= 288,8	66,17	2682,05	0,80	2145,641	-0,25	-670,513	684,889
77	Z= 292,6	66,36	2697,16	0,80	2157,732	-0,25	-674,291	688,748
78	Z= 296,4	66,54	2712,18	0,80	2169,743	-0,25	-678,045	692,582
79	Z= 300,2	66,73	2727,10	0,80	2181,677	-0,25	-681,774	696,391
80	Z= 304,0	66,91	2741,92	0,80	2193,535	-0,25	-685,480	700,176
81	Z= 307,8	67,09	2756,65	0,80	2205,319	-0,25	-689,162	703,938
82	Z= 311,6	67,26	2771,29	0,80	2217,029	-0,25	-692,822	707,676
83	Z= 315,4	67,44	2785,83	0,80	2228,668	-0,25	-696,459	711,391
84	Z= 319,2	67,62	2800,30	0,80	2240,236	-0,25	-700,074	715,083
85	Z= 323,0	67,79	2814,67	0,80	2251,735	-0,25	-703,667	718,754
86	Z= 326,8	67,96	2828,96	0,80	2263,166	-0,25	-707,239	722,403
87	Z= 330,6	68,13	2843,16	0,80	2274,531	-0,25	-710,791	726,030
88	Z= 334,4	68,30	2857,29	0,80	2285,829	-0,25	-714,322	729,637
89	Z= 338,2	68,47	2871,33	0,80	2297,064	-0,25	-717,832	733,223
90	Z= 342,0	68,63	2885,29	0,80	2308,235	-0,25	-721,323	736,789
91	Z= 345,8	68,80	2899,18	0,80	2319,344	-0,25	-724,795	740,334
92	Z= 349,6	68,96	2912,99	0,80	2330,391	-0,25	-728,247	743,861
93	Z= 353,4	69,13	2926,72	0,80	2341,379	-0,25	-731,681	747,368
94	Z= 357,2	69,29	2940,38	0,80	2352,307	-0,25	-735,096	750,856
95	Z= 361,0	69,45	2953,97	0,80	2363,177	-0,25	-738,493	754,326
96	Z= 364,8	69,61	2967,49	0,80	2373,990	-0,25	-741,872	757,777
97	Z= 368,6	69,76	2980,93	0,80	2384,746	-0,25	-745,233	761,211
98	Z= 372,4	69,92	2994,31	0,80	2395,447	-0,25	-748,577	764,627
99	Z= 376,2	70,07	3007,62	0,80	2406,093	-0,25	-751,904	768,025
100	Z= 380,0	70,23	3020,86	0,80	2416,685	-0,25	-755,214	771,406
101	Z= 383,8	70,38	3034,03	0,80	2427,225	-0,25	-758,508	774,770
102	Z= 387,6	70,53	3047,14	0,80	2437,712	-0,25	-761,785	778,118
103	Z= 391,4	70,68	3060,18	0,80	2448,148	-0,25	-765,046	781,449
104	Z= 395,2	70,83	3073,17	0,80	2458,533	-0,25	-768,292	784,764
105	Z= 399,0	70,98	3086,09	0,80	2468,868	-0,25	-771,521	788,063
106	Z= 402,8	71,13	3098,94	0,80	2479,154	-0,25	-774,736	791,346
107	Z= 406,6	71,28	3111,74	0,80	2489,392	-0,25	-777,935	794,614
108	Z= 410,4	71,42	3124,48	0,80	2499,582	-0,25	-781,119	797,867
109	Z= 414,2	71,57	3137,16	0,80	2509,725	-0,25	-784,289	801,104
110	Z= 417,0	71,67	3146,46	0,80	2517,169	-0,25	-786,615	401,740

Quadro para determinação da acção do vento na direcção longitudinal de acordo com o EC1 com o factor estrutural calculado de acordo com o procedimento 1.

Piso	Altura (m)	Vm (m/s)	Iv	Ze (m)	qp(Ze) (N/m ²)	Cf	CsCd	Fpiso (kN)
1	Z= 3,8	29,236	0,240	64,0	1433,41	1,428	0,95	472,92
2	Z= 7,6					1,428	0,95	472,92
3	Z= 11,4					1,428	0,95	472,92
4	Z= 15,2					1,428	0,95	472,92
5	Z= 19,0					1,428	0,95	472,92
6	Z= 22,8					1,428	0,95	472,92
7	Z= 26,6					1,428	0,95	472,92
8	Z= 30,4					1,428	0,95	472,92
9	Z= 34,2					1,428	0,95	472,92
10	Z= 38,0					1,428	0,95	472,92
11	Z= 41,8					1,428	0,95	472,92
12	Z= 45,6					1,428	0,95	472,92
13	Z= 49,4					1,428	0,95	472,92
14	Z= 53,2					1,428	0,95	472,92
15	Z= 57,0					1,428	0,95	472,92
16	Z= 60,8					1,428	0,95	472,92
17	Z= 64,6					1,428	0,95	472,92
18	Z= 68,4	29,704	0,237	68,4	1465,01	1,428	0,95	483,34
19	Z= 72,2	30,084	0,234	72,2	1490,90	1,428	0,95	491,89
20	Z= 76,0	30,444	0,231	76,0	1515,63	1,428	0,95	500,04
21	Z= 79,8	30,787	0,228	79,8	1539,31	1,428	0,95	507,86
22	Z= 83,6	31,114	0,226	83,6	1562,02	1,428	0,95	515,35
23	Z= 87,4	31,427	0,224	87,4	1583,84	1,428	0,95	522,55
24	Z= 91,2	31,726	0,222	91,2	1604,85	1,428	0,95	529,48
25	Z= 95,0	32,013	0,220	95,0	1625,11	1,428	0,95	536,16
26	Z= 98,8	32,289	0,218	98,8	1644,67	1,428	0,95	542,62
27	Z= 102,6	32,554	0,216	102,6	1663,58	1,428	0,95	548,86
28	Z= 106,4	32,810	0,214	106,4	1681,89	1,428	0,95	554,90
29	Z= 110,2	33,057	0,213	110,2	1699,63	1,428	0,95	560,75
30	Z= 114,0	33,295	0,211	114,0	1716,85	1,428	0,95	566,43
31	Z= 117,8	33,525	0,210	117,8	1733,56	1,428	0,95	571,95
32	Z= 121,6	33,749	0,208	121,6	1749,81	1,428	0,95	577,31
33	Z= 125,4	33,965	0,207	125,4	1765,62	1,428	0,95	582,52
34	Z= 129,2	34,175	0,206	129,2	1781,01	1,428	0,95	587,60
35	Z= 133,0	34,378	0,204	133,0	1796,01	1,428	0,95	592,55
36	Z= 136,8	34,577	0,203	136,8	1810,63	1,428	0,95	597,37
37	Z= 140,6	34,769	0,202	140,6	1824,91	1,428	0,95	602,08
38	Z= 144,4	34,957	0,201	144,4	1838,84	1,428	0,95	606,68
39	Z= 148,2	35,139	0,200	148,2	1852,46	1,428	0,95	611,17
40	Z= 152,0	35,317	0,199	152,0	1865,77	1,428	0,95	615,56
41	Z= 155,8	35,491	0,198	155,8	1878,79	1,428	0,95	619,86
42	Z= 159,6	35,660	0,197	159,6	1891,53	1,428	0,95	624,06
43	Z= 163,4	35,826	0,196	163,4	1904,01	1,428	0,95	628,18
44	Z= 167,2	35,987	0,195	167,2	1916,24	1,428	0,95	632,21
45	Z= 171,0	36,145	0,194	171,0	1928,22	1,428	0,95	636,17
46	Z= 174,8	36,300	0,194	174,8	1939,96	1,428	0,95	640,04
47	Z= 178,6	36,451	0,193	178,6	1951,49	1,428	0,95	643,85
48	Z= 182,4	36,599	0,192	182,4	1962,80	1,428	0,95	647,58
49	Z= 186,2	36,744	0,191	186,2	1973,90	1,428	0,95	651,24
50	Z= 190,0	36,886	0,191	190,0	1984,80	1,428	0,95	654,84
51	Z= 193,8	37,025	0,190	193,8	1995,52	1,428	0,95	658,37
52	Z= 197,6	37,162	0,189	197,6	2006,04	1,428	0,95	661,84
53	Z= 201,4	37,295	0,188	201,4	2016,39	1,428	0,95	665,26
54	Z= 205,2	37,427	0,188	205,2	2026,57	1,428	0,95	668,62
55	Z= 209,0	37,556	0,187	209,0	2036,58	1,428	0,95	671,92

Piso	Altura (m)	Vm (m/s)	Iv	Ze (m)	qp(Ze) (N/m ²)	Cf	CsCd	Fpiso(kN)
56	Z= 212,8	37,683	0,187	212,8	2046,44	1,428	0,95	675,17
57	Z= 216,6	37,807	0,186	216,6	2056,13	1,428	0,95	678,37
58	Z= 220,4	37,929	0,185	220,4	2065,68	1,428	0,95	681,52
59	Z= 224,2	38,049	0,185	224,2	2075,08	1,428	0,95	684,62
60	Z= 228,0	38,168	0,184	228,0	2084,35	1,428	0,95	687,68
61	Z= 231,8	38,284	0,184	231,8	2093,47	1,428	0,95	690,69
62	Z= 235,6	38,398	0,183	235,6	2102,47	1,428	0,95	693,66
63	Z= 239,4	38,511	0,183	239,4	2111,33	1,428	0,95	696,58
64	Z= 243,2	38,621	0,182	243,2	2120,07	1,428	0,95	699,47
65	Z= 247,0	38,730	0,182	247,0	2128,69	1,428	0,95	702,31
66	Z= 250,8	38,838	0,181	250,8	2137,20	1,428	0,95	705,12
67	Z= 254,6	38,943	0,181	254,6	2145,59	1,428	0,95	707,88
68	Z= 258,4	39,047	0,180	258,4	2153,87	1,428	0,95	710,62
69	Z= 262,2	39,150	0,180	262,2	2162,04	1,428	0,95	713,31
70	Z= 266,0	39,251	0,179	266,0	2170,11	1,428	0,95	715,97
71	Z= 269,8	39,351	0,179	269,8	2178,07	1,428	0,95	718,60
72	Z= 273,6	39,449	0,178	273,6	2185,94	1,428	0,95	721,20
73	Z= 277,4	39,546	0,178	277,4	2193,71	1,428	0,95	723,76
74	Z= 281,2	39,642	0,177	281,2	2201,39	1,428	0,95	726,29
75	Z= 285,0	39,736	0,177	285,0	2208,97	1,428	0,95	728,79
76	Z= 288,8	39,829	0,176	288,8	2216,46	1,428	0,95	731,27
77	Z= 292,6	39,921	0,176	292,6	2223,87	1,428	0,95	733,71
78	Z= 296,4	40,012	0,176	296,4	2231,19	1,428	0,95	736,13
79	Z= 300,2	40,102	0,175	300,2	2238,43	1,428	0,95	738,51
80	Z= 304,0	40,190	0,175	304,0	2245,59	1,428	0,95	740,88
81	Z= 307,8	40,277	0,175	307,8	2252,66	1,428	0,95	743,21
82	Z= 311,6	40,364	0,174	311,6	2259,66	1,428	0,95	745,52
83	Z= 315,4	40,449	0,174	315,4	2266,59	1,428	0,95	747,80
84	Z= 319,2	40,533	0,173	319,2	2273,44	1,428	0,95	750,06
85	Z= 323,0	40,616	0,173	323,0	2280,22	1,428	0,95	752,30
86	Z= 326,8	40,698	0,173	326,8	2286,93	1,428	0,95	754,51
87	Z= 330,6	40,780	0,172	330,6	2293,56	1,428	0,95	756,70
88	Z= 334,4	40,860	0,172	334,4	2300,13	1,428	0,95	758,87
89	Z= 338,2	40,939	0,172	338,2	2306,64	1,428	0,95	761,02
90	Z= 342,0	41,018	0,171	342,0	2313,08	1,428	0,95	763,14
91	Z= 345,8	41,096	0,171	345,8	2319,45	1,428	0,95	765,25
92	Z= 349,6	41,172	0,171	349,6	2325,77	1,428	0,95	767,33
93	Z= 353,4	41,248	0,170	353,4	2332,02	1,428	0,95	769,39
94	Z= 357,2	42,412	0,000	417,0	1124,22	1,428	0,95	801,26
95	Z= 361,0					1,428	0,95	801,26
96	Z= 364,8					1,428	0,95	801,26
97	Z= 368,6					1,428	0,95	801,26
98	Z= 372,4					1,428	0,95	801,26
99	Z= 376,2					1,428	0,95	801,26
100	Z= 380,0					1,428	0,95	801,26
101	Z= 383,8					1,428	0,95	801,26
102	Z= 387,6					1,428	0,95	801,26
103	Z= 391,4					1,428	0,95	801,26
104	Z= 395,2					1,428	0,95	801,26
105	Z= 399,0					1,428	0,95	801,26
106	Z= 402,8					1,428	0,95	801,26
107	Z= 406,6					1,428	0,95	801,26
108	Z= 410,4					1,428	0,95	801,26
109	Z= 414,2					1,428	0,95	801,26
110	Z= 417,0					1,428	0,95	400,63

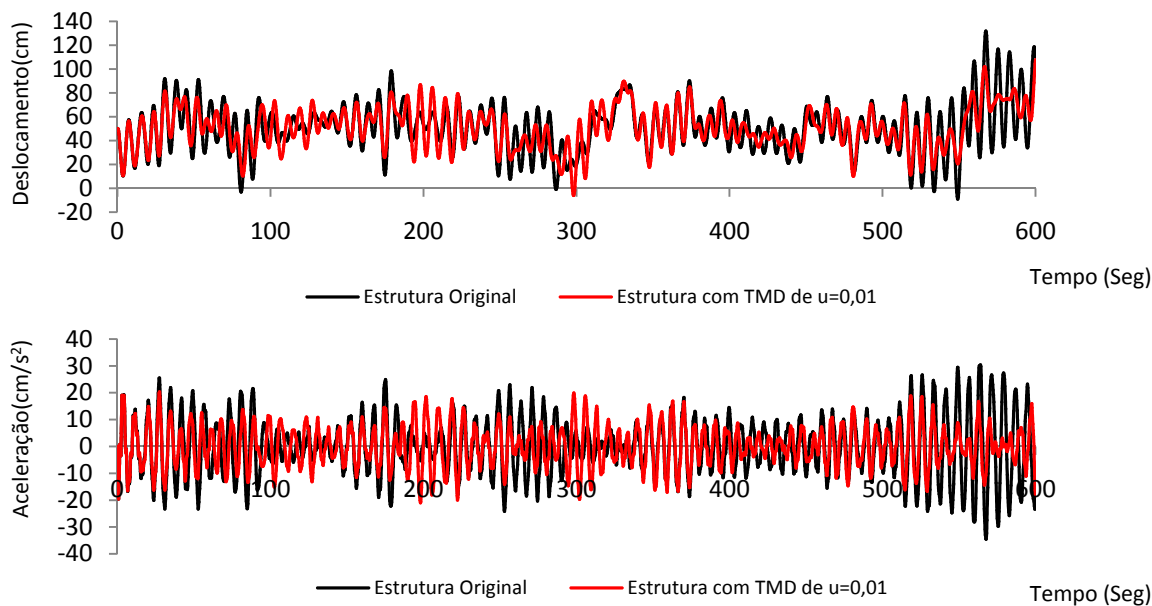
Quadro para determinação da acção do vento na direcção longitudinal de acordo com o EC1 com o factor estrutural calculado de acordo com o procedimento 2.

Piso	Altura (m)	Vm (m/s)	Iv	Ze (m)	qp(Ze) (N/m ²)	Cf	CsCd	Fpiso(kN)
1	Z= 3,8	29,236	0,240	64,0	1433,41	1,428	0,97	482,88
2	Z= 7,6					1,428	0,97	482,88
3	Z= 11,4					1,428	0,97	482,88
4	Z= 15,2					1,428	0,97	482,88
5	Z= 19,0					1,428	0,97	482,88
6	Z= 22,8					1,428	0,97	482,88
7	Z= 26,6					1,428	0,97	482,88
8	Z= 30,4					1,428	0,97	482,88
9	Z= 34,2					1,428	0,97	482,88
10	Z= 38,0					1,428	0,97	482,88
11	Z= 41,8					1,428	0,97	482,88
12	Z= 45,6					1,428	0,97	482,88
13	Z= 49,4					1,428	0,97	482,88
14	Z= 53,2					1,428	0,97	482,88
15	Z= 57,0					1,428	0,97	482,88
16	Z= 60,8					1,428	0,97	482,88
17	Z= 64,6					1,428	0,97	482,88
18	Z= 68,4	29,704	0,237	68,4	1465,01	1,428	0,97	493,52
19	Z= 72,2	30,084	0,234	72,2	1490,90	1,428	0,97	502,24
20	Z= 76,0	30,444	0,231	76,0	1515,63	1,428	0,97	510,57
21	Z= 79,8	30,787	0,228	79,8	1539,31	1,428	0,97	518,55
22	Z= 83,6	31,114	0,226	83,6	1562,02	1,428	0,97	526,20
23	Z= 87,4	31,427	0,224	87,4	1583,84	1,428	0,97	533,55
24	Z= 91,2	31,726	0,222	91,2	1604,85	1,428	0,97	540,63
25	Z= 95,0	32,013	0,220	95,0	1625,11	1,428	0,97	547,45
26	Z= 98,8	32,289	0,218	98,8	1644,67	1,428	0,97	554,04
27	Z= 102,6	32,554	0,216	102,6	1663,58	1,428	0,97	560,41
28	Z= 106,4	32,810	0,214	106,4	1681,89	1,428	0,97	566,58
29	Z= 110,2	33,057	0,213	110,2	1699,63	1,428	0,97	572,56
30	Z= 114,0	33,295	0,211	114,0	1716,85	1,428	0,97	578,36
31	Z= 117,8	33,525	0,210	117,8	1733,56	1,428	0,97	583,99
32	Z= 121,6	33,749	0,208	121,6	1749,81	1,428	0,97	589,46
33	Z= 125,4	33,965	0,207	125,4	1765,62	1,428	0,97	594,79
34	Z= 129,2	34,175	0,206	129,2	1781,01	1,428	0,97	599,97
35	Z= 133,0	34,378	0,204	133,0	1796,01	1,428	0,97	605,02
36	Z= 136,8	34,577	0,203	136,8	1810,63	1,428	0,97	609,95
37	Z= 140,6	34,769	0,202	140,6	1824,91	1,428	0,97	614,76
38	Z= 144,4	34,957	0,201	144,4	1838,84	1,428	0,97	619,45
39	Z= 148,2	35,139	0,200	148,2	1852,46	1,428	0,97	624,04
40	Z= 152,0	35,317	0,199	152,0	1865,77	1,428	0,97	628,52
41	Z= 155,8	35,491	0,198	155,8	1878,79	1,428	0,97	632,91
42	Z= 159,6	35,660	0,197	159,6	1891,53	1,428	0,97	637,20
43	Z= 163,4	35,826	0,196	163,4	1904,01	1,428	0,97	641,41
44	Z= 167,2	35,987	0,195	167,2	1916,24	1,428	0,97	645,52
45	Z= 171,0	36,145	0,194	171,0	1928,22	1,428	0,97	649,56
46	Z= 174,8	36,300	0,194	174,8	1939,96	1,428	0,97	653,52
47	Z= 178,6	36,451	0,193	178,6	1951,49	1,428	0,97	657,40
48	Z= 182,4	36,599	0,192	182,4	1962,80	1,428	0,97	661,21
49	Z= 186,2	36,744	0,191	186,2	1973,90	1,428	0,97	664,95
50	Z= 190,0	36,886	0,191	190,0	1984,80	1,428	0,97	668,62
51	Z= 193,8	37,025	0,190	193,8	1995,52	1,428	0,97	672,23
52	Z= 197,6	37,162	0,189	197,6	2006,04	1,428	0,97	675,78
53	Z= 201,4	37,295	0,188	201,4	2016,39	1,428	0,97	679,26
54	Z= 205,2	37,427	0,188	205,2	2026,57	1,428	0,97	682,69
55	Z= 209,0	37,556	0,187	209,0	2036,58	1,428	0,97	686,07

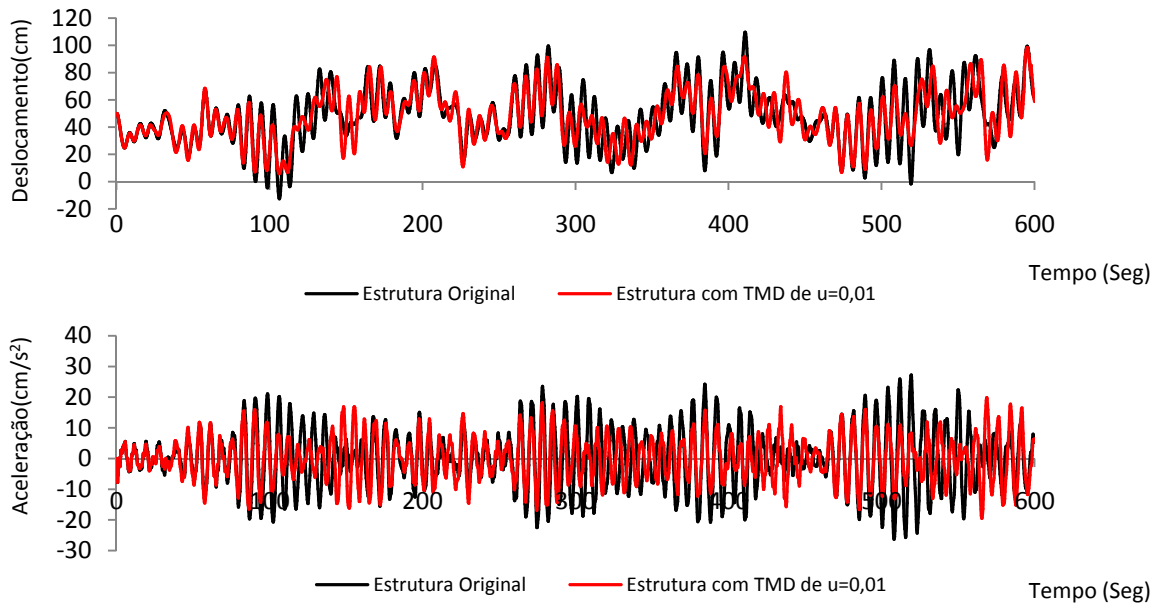
Piso	Altura (m)	Vm (m/s)	Iv	Ze (m)	qp(Ze) (N/m ²)	Cf	CsCd	Fpiso(kN)
56	Z= 212,8	37,683	0,187	212,8	2046,44	1,428	0,97	689,38
57	Z= 216,6	37,807	0,186	216,6	2056,13	1,428	0,97	692,65
58	Z= 220,4	37,929	0,185	220,4	2065,68	1,428	0,97	695,87
59	Z= 224,2	38,049	0,185	224,2	2075,08	1,428	0,97	699,04
60	Z= 228,0	38,168	0,184	228,0	2084,35	1,428	0,97	702,16
61	Z= 231,8	38,284	0,184	231,8	2093,47	1,428	0,97	705,23
62	Z= 235,6	38,398	0,183	235,6	2102,47	1,428	0,97	708,26
63	Z= 239,4	38,511	0,183	239,4	2111,33	1,428	0,97	711,25
64	Z= 243,2	38,621	0,182	243,2	2120,07	1,428	0,97	714,19
65	Z= 247,0	38,730	0,182	247,0	2128,69	1,428	0,97	717,10
66	Z= 250,8	38,838	0,181	250,8	2137,20	1,428	0,97	719,96
67	Z= 254,6	38,943	0,181	254,6	2145,59	1,428	0,97	722,79
68	Z= 258,4	39,047	0,180	258,4	2153,87	1,428	0,97	725,58
69	Z= 262,2	39,150	0,180	262,2	2162,04	1,428	0,97	728,33
70	Z= 266,0	39,251	0,179	266,0	2170,11	1,428	0,97	731,05
71	Z= 269,8	39,351	0,179	269,8	2178,07	1,428	0,97	733,73
72	Z= 273,6	39,449	0,178	273,6	2185,94	1,428	0,97	736,38
73	Z= 277,4	39,546	0,178	277,4	2193,71	1,428	0,97	739,00
74	Z= 281,2	39,642	0,177	281,2	2201,39	1,428	0,97	741,58
75	Z= 285,0	39,736	0,177	285,0	2208,97	1,428	0,97	744,14
76	Z= 288,8	39,829	0,176	288,8	2216,46	1,428	0,97	746,66
77	Z= 292,6	39,921	0,176	292,6	2223,87	1,428	0,97	749,16
78	Z= 296,4	40,012	0,176	296,4	2231,19	1,428	0,97	751,62
79	Z= 300,2	40,102	0,175	300,2	2238,43	1,428	0,97	754,06
80	Z= 304,0	40,190	0,175	304,0	2245,59	1,428	0,97	756,47
81	Z= 307,8	40,277	0,175	307,8	2252,66	1,428	0,97	758,86
82	Z= 311,6	40,364	0,174	311,6	2259,66	1,428	0,97	761,22
83	Z= 315,4	40,449	0,174	315,4	2266,59	1,428	0,97	763,55
84	Z= 319,2	40,533	0,173	319,2	2273,44	1,428	0,97	765,86
85	Z= 323,0	40,616	0,173	323,0	2280,22	1,428	0,97	768,14
86	Z= 326,8	40,698	0,173	326,8	2286,93	1,428	0,97	770,40
87	Z= 330,6	40,780	0,172	330,6	2293,56	1,428	0,97	772,63
88	Z= 334,4	40,860	0,172	334,4	2300,13	1,428	0,97	774,85
89	Z= 338,2	40,939	0,172	338,2	2306,64	1,428	0,97	777,04
90	Z= 342,0	41,018	0,171	342,0	2313,08	1,428	0,97	779,21
91	Z= 345,8	41,096	0,171	345,8	2319,45	1,428	0,97	781,36
92	Z= 349,6	41,172	0,171	349,6	2325,77	1,428	0,97	783,48
93	Z= 353,4	41,248	0,170	353,4	2332,02	1,428	0,97	785,59
94	Z= 357,2	42,412	0,000	417,0	1124,22	1,428	0,97	818,13
95	Z= 361,0					1,428	0,97	818,13
96	Z= 364,8					1,428	0,97	818,13
97	Z= 368,6					1,428	0,97	818,13
98	Z= 372,4					1,428	0,97	818,13
99	Z= 376,2					1,428	0,97	818,13
100	Z= 380,0					1,428	0,97	818,13
101	Z= 383,8					1,428	0,97	818,13
102	Z= 387,6					1,428	0,97	818,13
103	Z= 391,4					1,428	0,97	818,13
104	Z= 395,2					1,428	0,97	818,13
105	Z= 399,0					1,428	0,97	818,13
106	Z= 402,8					1,428	0,97	818,13
107	Z= 406,6					1,428	0,97	818,13
108	Z= 410,4					1,428	0,97	818,13
109	Z= 414,2					1,428	0,97	818,13
110	Z= 417,0					1,428	0,97	409,07

ANEXO 3

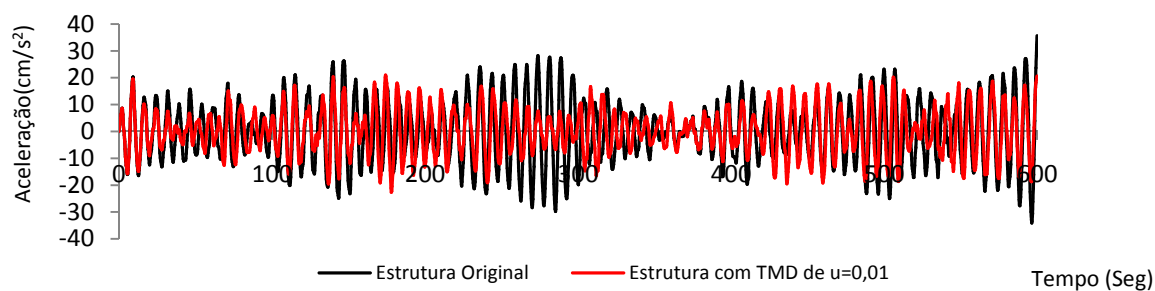
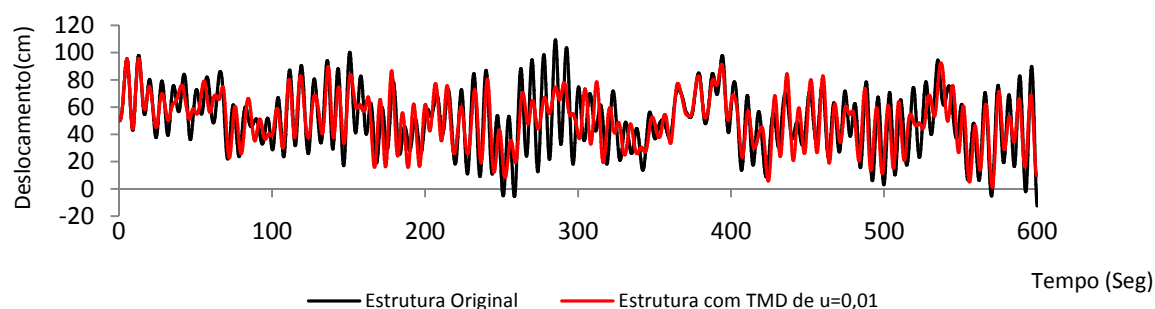
Respostas da estrutura sem TMD e com TMD de $\mu = 0,01$



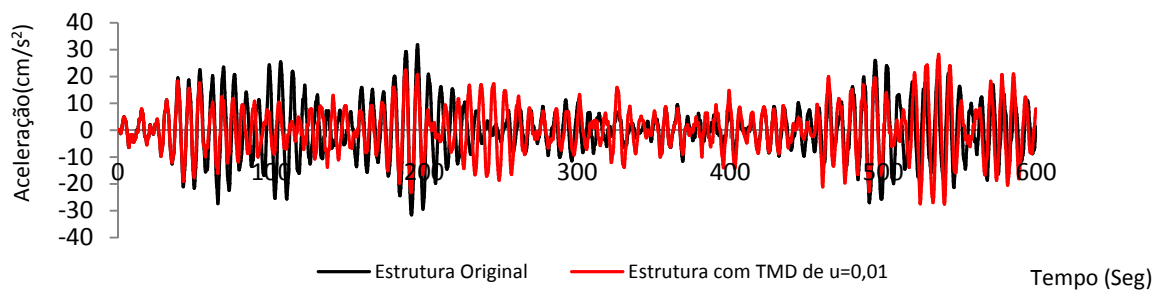
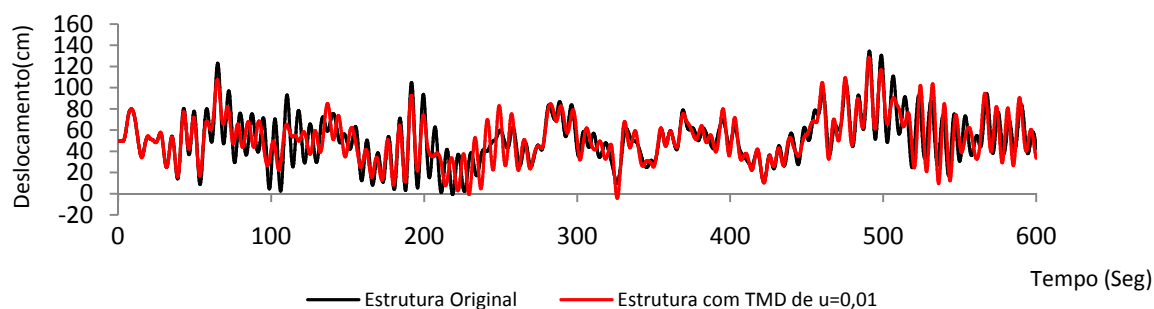
Série de Vento 2



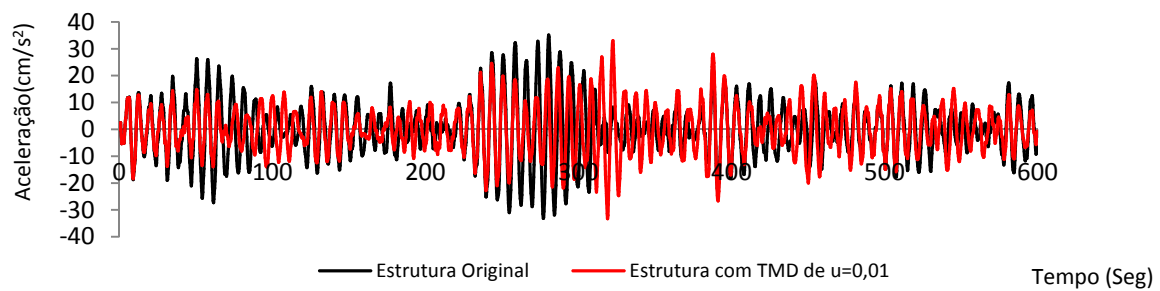
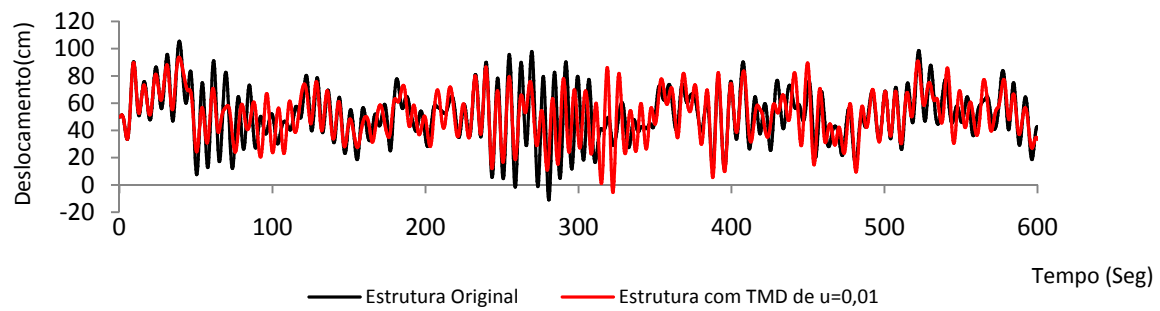
Série de Vento 4



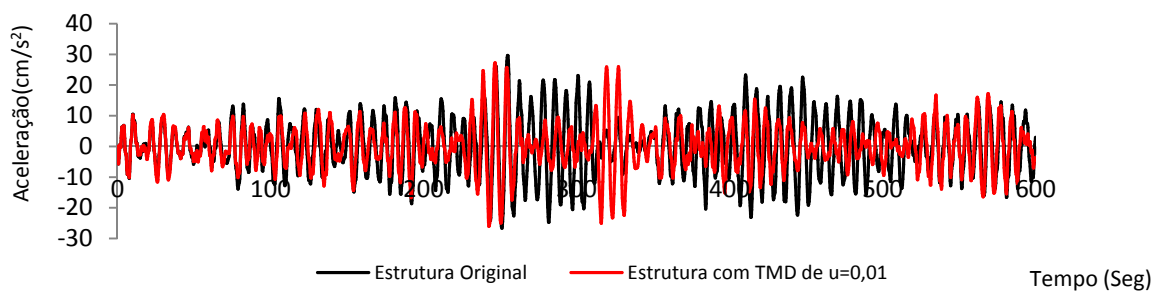
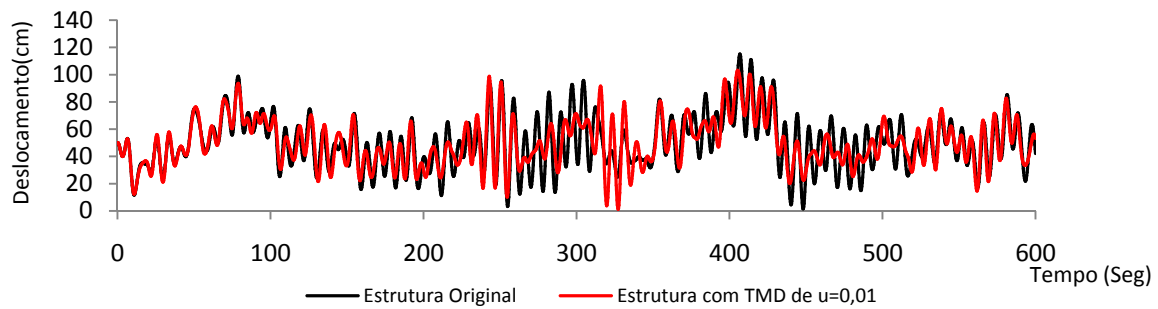
Série de Vento 5



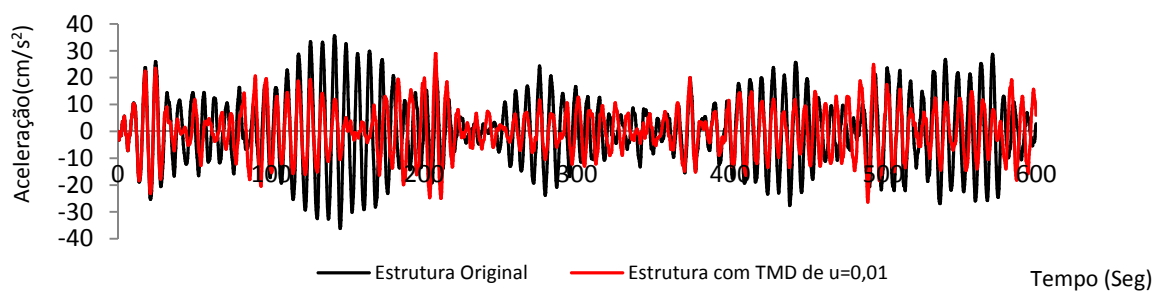
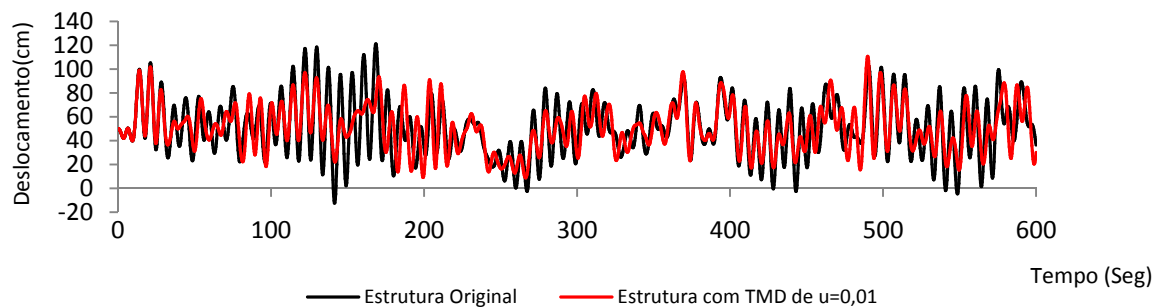
Série de Vento 6



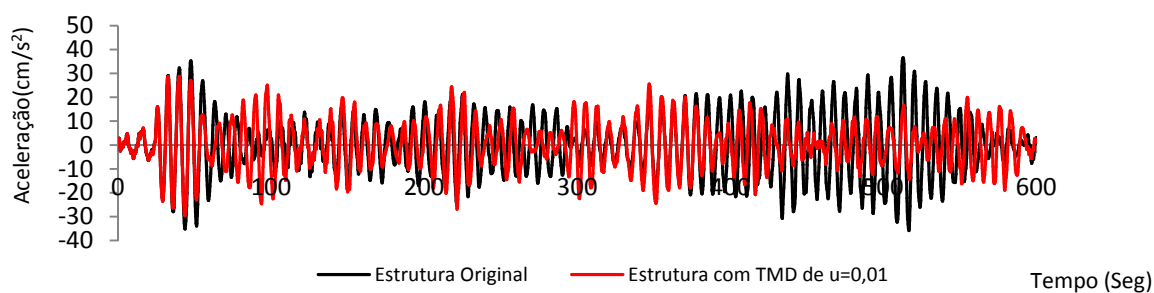
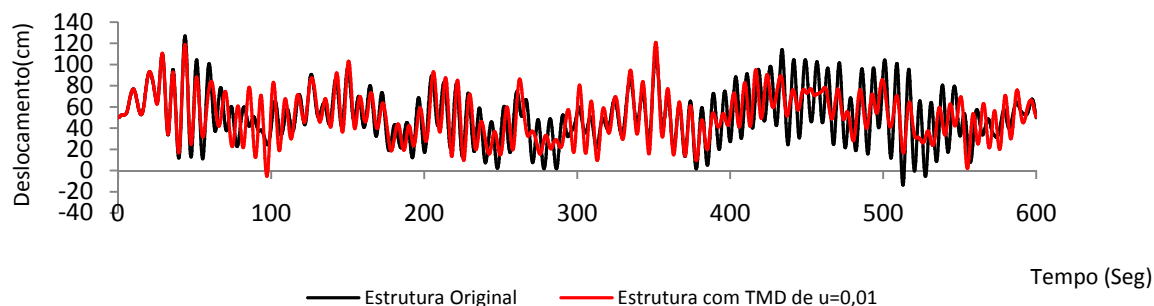
Série de Vento 7



Série de Vento 8

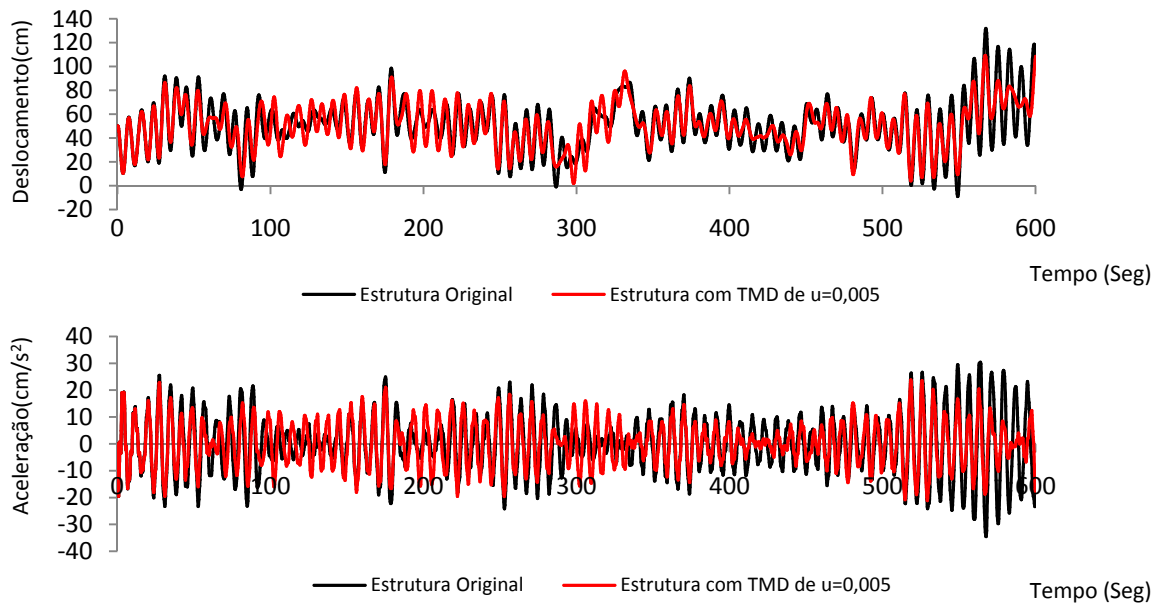


Série de Vento 9

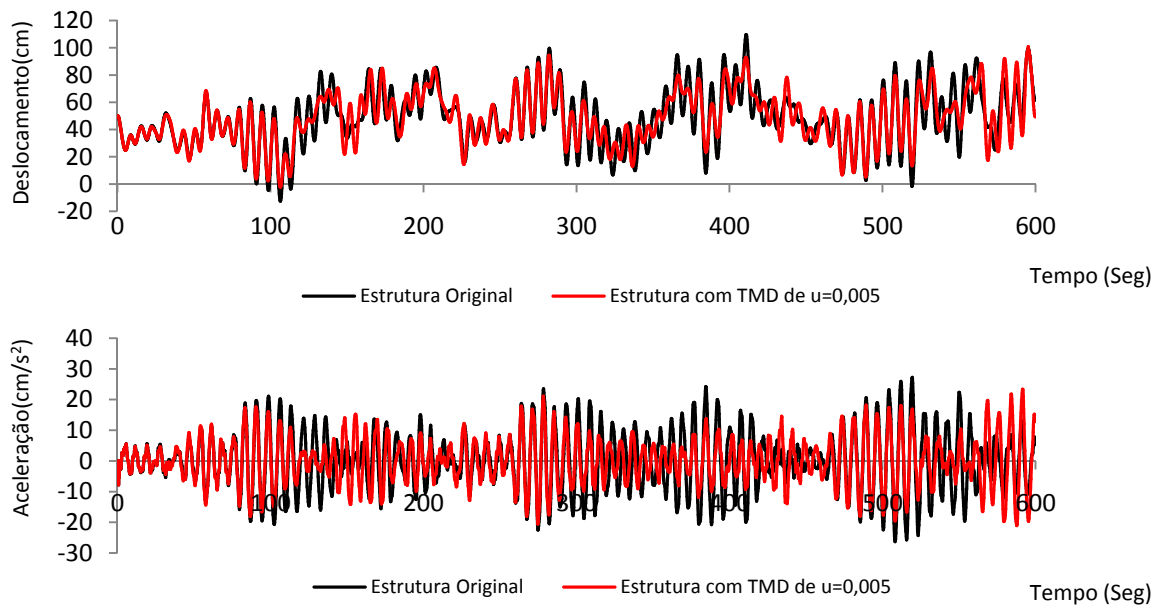


Série de Vento 10

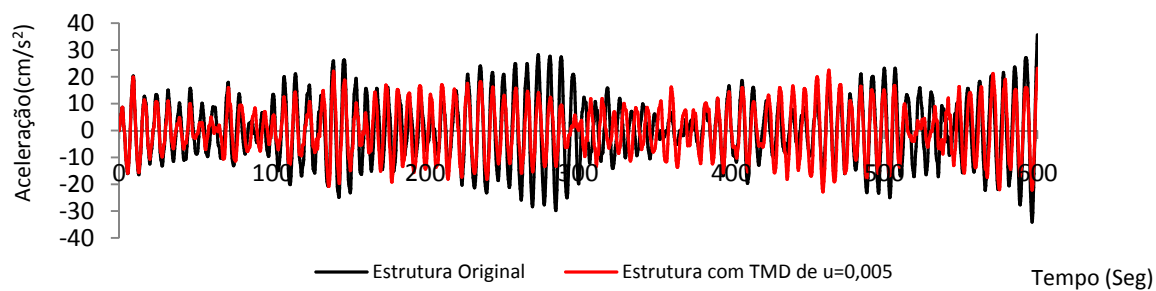
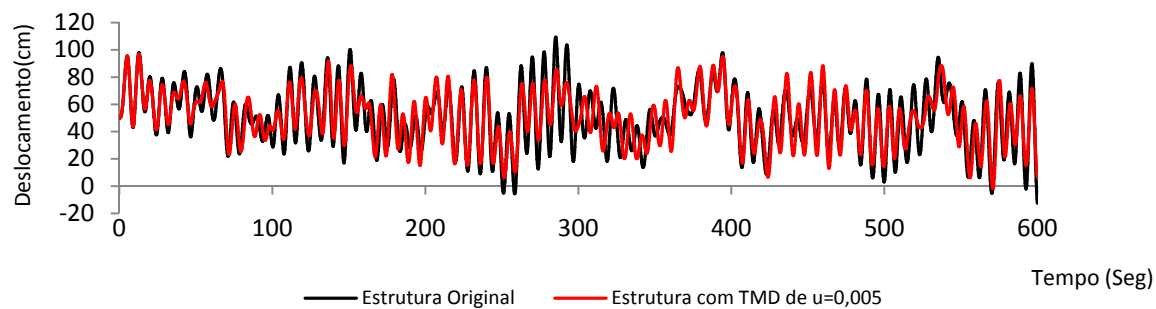
Respostas da estrutura sem TMD e com TMD de $\mu = 0,005$



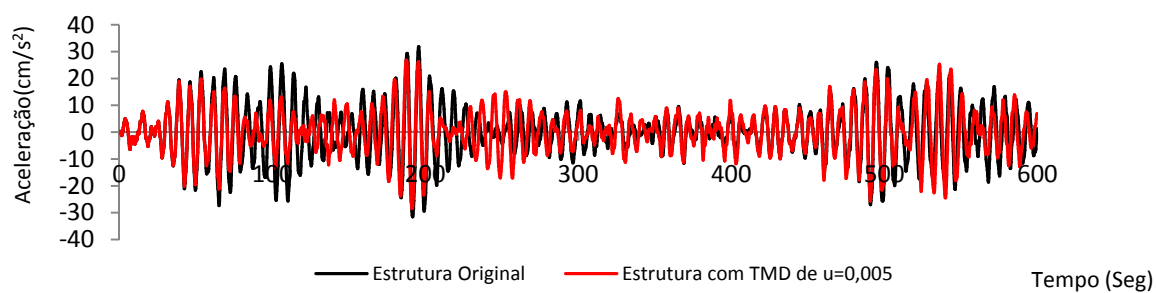
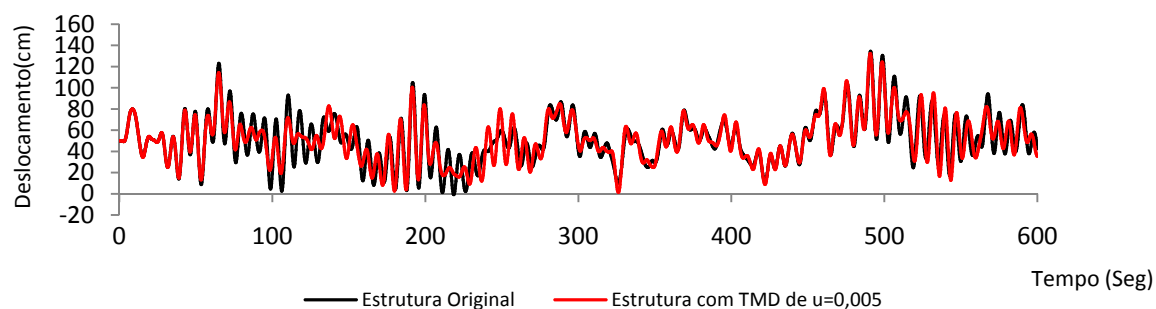
Série de Vento 2



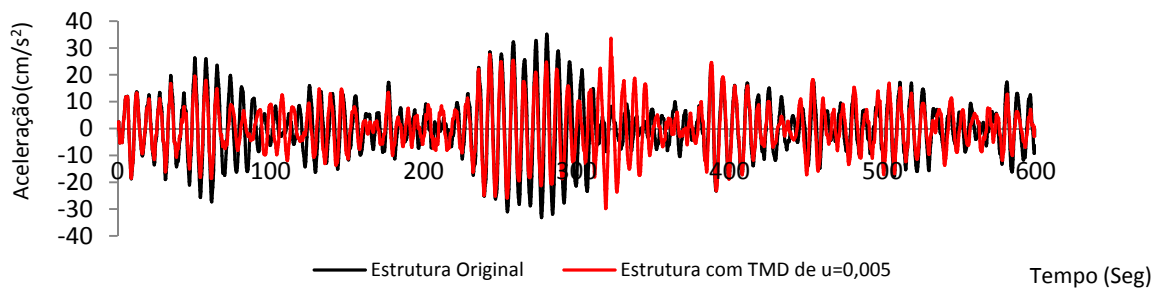
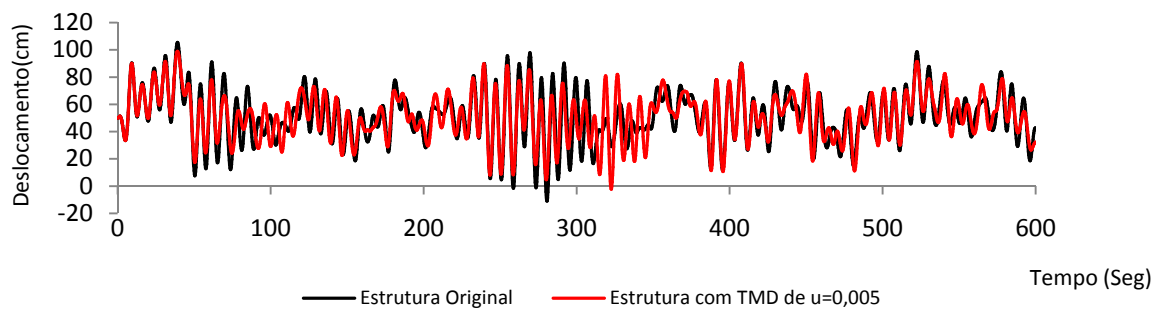
Série de Vento 4



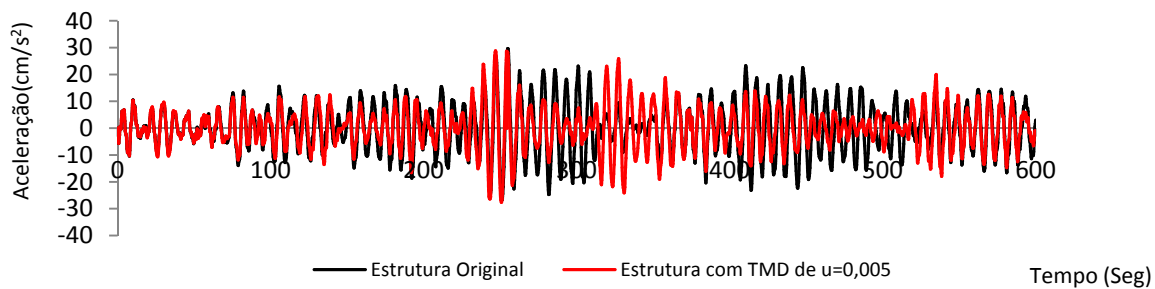
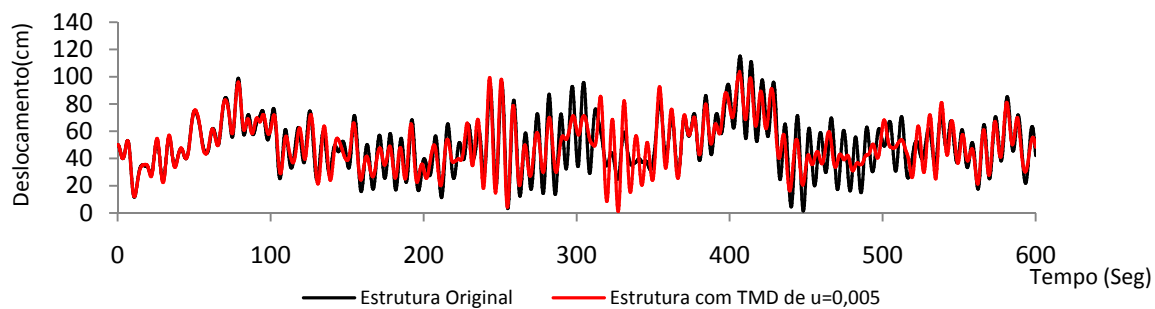
Série de Vento 5



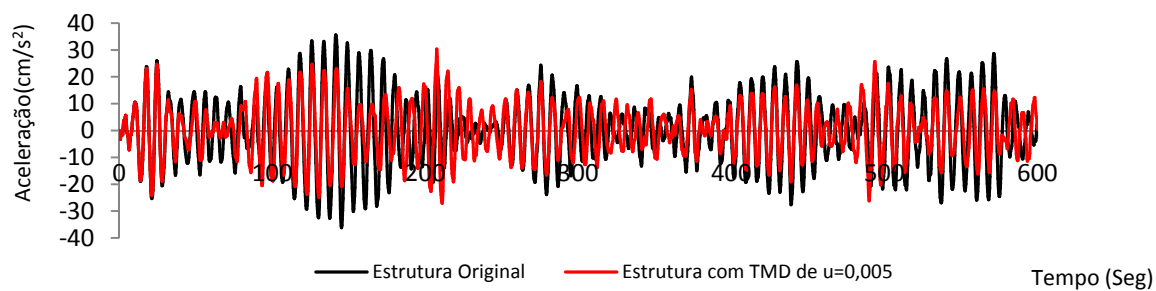
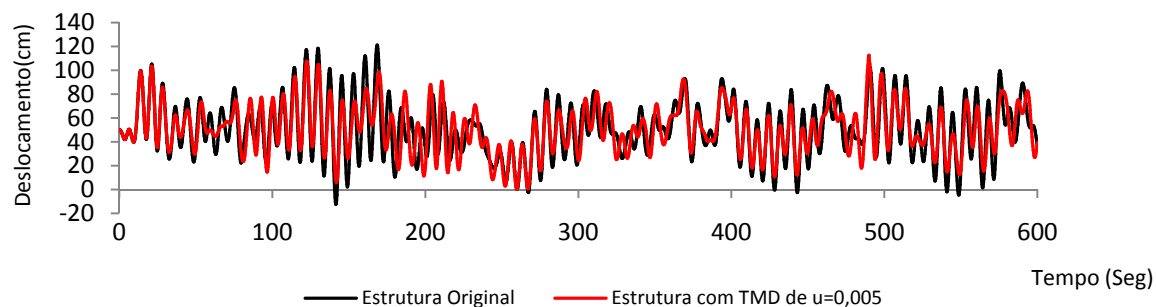
Série de Vento 6



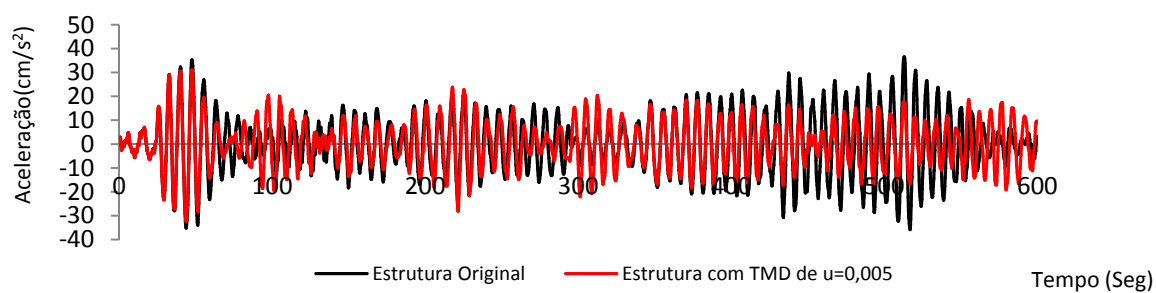
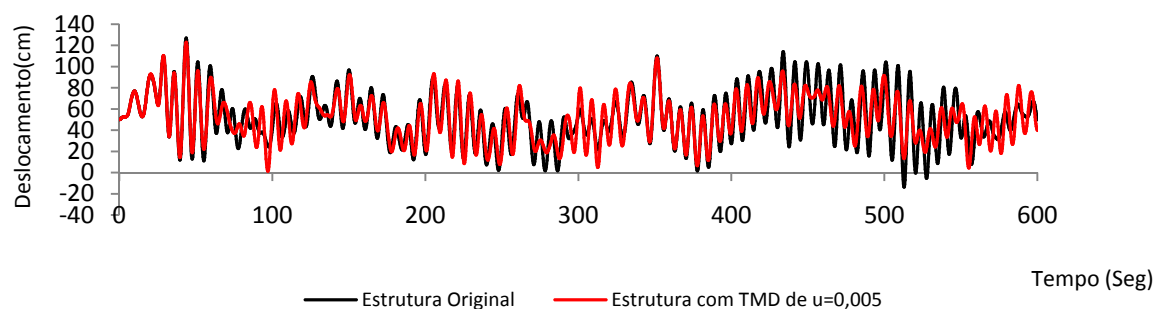
Série de Vento 7



Série de Vento 8



Série de Vento 9



Série de Vento 10